

建物屋根外装材の設計用風荷重評価に関する研究

平成 21 年 3 月

染 川 大 輔

建物屋根外装材の設計用風荷重評価に関する研究

平成 21 年 3 月

大阪市立大学大学院工学研究科

そめかわだいすけ

染 川 大 輔

目次

第1章 序論	1
1. 1 研究の背景	1
1. 2 研究目的	3
1. 3 研究概要	3
参考文献	5
第2章 屋根面に作用する外圧特性と荷重評価	6
2. 1 序	6
2. 2 風洞実験	7
2.2.1 実験概要	7
2.2.2 実験結果	11
2. 3 屋根面に作用する荷重の面積効果	15
2.3.1 時間平均とピーク風圧特性	15
2.3.2 空間平均とピーク風圧特性	17
2.3.3 面積効果を考慮した荷重の評価	20
2. 4 屋上付帯物が屋根面の外圧に与える影響	22
2.4.1 屋上塔屋が外圧に与える影響	22
2.4.2 軒の出が外圧に与える影響	25
2.4.3 パラペットが外圧に与える影響	27
2.4.4 屋上付帯物が屋根面の荷重に与える影響	29
2. 5 まとめ	31
参考文献	33
第3章 壁面破損時の内圧特性と荷重評価	35
3. 1 序	35
3. 2 野外実測	36
3.2.1 実測概要	36
3.2.2 実験結果	45
3. 3 内圧変動の予測式	47
3.3.1 既往の方法による予測	47
3.3.2 開口時間の影響	48
3.3.3 有効長さの影響	49

3.3.4	予測式の提案	51
3. 4	オーバーシュート率を考慮した内圧の評価	55
3.4.1	開口が発生した際のピーク内圧特性	55
3.4.2	内圧増加が屋根面の荷重に与える影響	56
3. 5	まとめ	59
	参考文献	60
第4章	確率論に基づく風荷重の評価	61
4. 1	序	61
4. 2	ピーク風力の超過確率のモデル化	62
4.2.1	モンテカルロ法による極値解析	62
4.2.2	ピーク風力の期待値の超過確率	68
4. 3	ピーク風力の超過確率に基づく風荷重の評価	75
4.3.1	屋上付帯物がある場合の屋根面の荷重	75
4.3.2	開口が発生した場合の屋根面の荷重	79
4. 4	まとめ	83
	参考文献	85
第5章	結論	86
	本研究に関する発表論文	89
	謝辞	90

第1章 序論

1. 1 研究の背景

2004 年に襲来した台風によって、日本全土において大変な被害が生じた。昨今では台風による被害を、支払われた保険金の額によって比較することが多い。日本損害保険協会の調査によると 2004 年の台風被害による保険金支払い総額は 7,000 億円を超えた¹⁾。この額は自然災害による支払額の中では 1995 年の阪神・淡路大震災時に支払われた 783 億円や、2004 年の新潟県中越地震時の 139 億円をはるかにしのぐ額である。「台風による被害すべて」を対象とした支払いであるため、本研究において主題としたい風による被害だけでなく、洪水や高潮など様々な要因の被害が含まれているが、それを別にしても台風による経済損失は非常に大きなものである。

台風による建築物への被害は、ほとんどが外装材の被害である。木造の戸建て住宅などでは屋根の小屋組あるいは全体の倒壊などが見られるが、それ以外の建築物に対し構造部材への被害はほとんど生じていない。以前は外装材に被害が生じてても、構造躯体に被害が生じないので重大な損害ではないと考えられてきた。しかし外装材に被害が生じると雨水の浸入を許すこととなり、建築物内部に深刻な被害が生じる。また、工場施設やオフィスなどでは事業を継続することができなくなり、避難施設や病院などではまさに人命にかかわる被害となりうる。結果として建築物そのものの被害よりも大きな経済損失が生じる。こうした事実について、アメリカの FEMA のハリケーン被害報告書²⁾などではすでに指摘されているが、日本ではまだ十分に認知されているとはいいがたいのが現状である。

外装材に被害が生じるということを最もシンプルに考えると、外装材に作用する外力が外装材の耐力を上回ったということができる。言い換えると、外力と耐力の評価が正しく行われているならば、外装材に被害は生じないはずである。しかし実際には、設計風速に達しない強風によって外装材の被害が生じていることから、外力と耐力のいずれかあるいは両方の評価が不適切であると考えざるを得ない。

外力に相当する外装材設計用風荷重は、平均速度圧と風力係数の積として定義されている。平均速度圧は設計者が定めた設計風速によって決定されるが、風力係数は実験などによって外装材の表側（外圧）と裏側（内圧）に作用する圧力の差として求められる。外圧は、建物形状や建物の部位によって大きく値が異なるため、様々な状況での圧力分布が設計を行う際には必要になる。また、外装材そのものはある程度の大きさをもって存在して

いることから、その面積による効果を TVL 法³⁾を用いて時間平均によって表し、外装材の面積を想定した圧力分布に換算する方法が用いられる。

外装材設計においては、1 点における風圧力よりも、広がりを持つ面に作用する風圧力に寄る影響が大きい⁴⁾。特定の大きさの面に作用する風圧力の同時性を尺度として考えれば、どの程度の平均化時間の変動までが、ある空間的広がりを持つ壁面にほぼ同時に作用すると考えることができる。TVL 法では、ほぼ同時に作用するとみなせる変動の限界周波数を、2 つの測定点の間のルートコヒーレンスを指数関数で近似し、その積分値から求める。Lawson³⁾によって紹介されたこの手法は、建築物荷重指針⁵⁾などの規基準においても採用され現在では広く一般的に用いられている。しかし近年 Holmes⁶⁾や Uematsu⁷⁾らが、この手法を建築物の全ての部位に対して画一的に用いることの問題点を指摘しており、この手法を用いる際の適用条件を見直す必要が出てきている。

一方内圧（室内圧）は、建物の隙間開口などを通じて屋外の圧力が室内に伝播することにより発生する。基本的には建物内部ではほぼ一様と考えられているが、模型スケールの都合などで風洞実験が困難であり、外圧について検討した論文に比べるとその数は多くは無い⁸⁾。内圧変動において、最も大きな影響が生じるのは飛来物などによって壁面に卓越開口が生じた場合である。このとき内圧はオーバーシュートと呼ばれる大きな変動を示したあと、その壁面に作用する外圧とほぼ同等の変動を示す⁹⁾。このような内圧変動については Holmes¹⁰⁾や Liu¹¹⁾らがモデルの提案を行っているが、風洞実験や野外実験の結果と比較すると十分な精度が得られているわけではない。

こうした外装材に作用する圧力は、気象庁の風速評価¹²⁾にしたがって 10 分間の時系列の中での最大値あるいは最小値として評価される。それらのピーク値は、実験ごとに誤差を有しており、厳密に評価することは難しい。現在では 3～8 組程度のアンサンブル平均値を用いることによりピーク値の誤差を減じている。十分に誤差の影響を取り除くためには実験回数を増やせば良いが、実際には実験回数を増やすことは現実的ではない。そこで、確率分布を用いて評価する方法が数多く提案されている^{例えば¹³⁾}。母集団全体を確率分布で表現することを考えると、建築物の部位によって skewness が大きく異なっており、3 パラメーターのガンマ分布か正規分布を用いることが適切であるといわれている^{13), 14)}。一方でピーク値の分布、すなわち極値分布は Fisher-Tippett 分布¹⁴⁾または 3 パラメーターの GEV (Generalized Extreme Value) 分布¹⁵⁾で近似できるとされている。しかしながらこうした確率分布を用いた研究では、どのような確率分布を用いて近似すればよいかを提案することに終始しており、その確率分布を用いてどのようにピーク値を決定すればいいのかを提案しているものは、ほとんど無い。

これまでの耐風工学の分野では耐力評価について議論されることはあまり無く、風外力の評価方法のみが論じられてきた。そのため、外装材に作用する風荷重を風洞実験や野外での実測により求める際には汎用性を重視して基本的な形状の模型を用いて実験を行ったり、外装材を理想化したモデルを用いて解析を試みたりすることが一般的である。もちろんそうした検討も必要であるが、現在一般的に用いられている外装材とこれらのモデルの

前提条件の整合性や、風荷重の評価方法について見直す必要があると考えられる。その中で現在の評価手法の内包している問題点を指摘し、個々の外装材の風荷重設定を主眼に置いた設計手法へ転換する際に必要となる評価方法の提案をすることは、より適切な外力評価を行うために重要であると考えられる。

また一方で、実際の状況に即した風荷重の評価を行うことにより、部材の耐力評価を行う際にどのような試験状況を設定しなければいけないかが明確となる。外力評価と耐力評価の両方の問題点がクリアになり、それぞれがステップアップすることにより、外装材の被害が発生することが一段と低減できると考えられる。

1. 2 研究目的

本研究では特に強風による被害が発生する割合の高い屋根外装材を対象とし、風洞内に設置した模型や屋外に設置した大規模な模型を用いた風圧実験結果を元に、外装材設計用風荷重を評価する際の問題点を指摘し、確率論的な評価に基づきより合理的な設計用風荷重評価を行うための方法を提案する。

現在の建築基準法および建築物荷重指針などでは外装材設計用風荷重を算定するためのピーク風力係数をピーク外圧係数とピーク内圧係数の差として定義している。したがって、本研究においてもピーク外圧係数とピーク内圧係数を分けてそれぞれの評価に関する考察を行う。また、確率論に基づくピーク値の評価方法について述べ、超過確率という一定のクライテリアに基づく荷重の設定方法の提案を行う。こうした検討を通し、より適切な設計用風荷重評価を可能とすることが目的である。

1. 3 研究概要

本研究では実験などに基づく現象についてまず述べ、それを踏まえた上で荷重の評価をどのように行うかについて述べる。

本論文は全5章で構成されている。各章の概要を以下にまとめる。

第1章では、建築物外装材の被害の特徴とその二次的な損害を含めて概説し、既往の研究における外装材設計に対する基本的な考え方を示すとともに、本研究の意義・目的を明確にする。

第2章では、風圧実験結果に基づく風荷重評価において、風圧の面的な広がりによる荷重効果が、一般的に用いられる TVL 法では十分に評価されていないことを示し、屋上塔屋や軒の出、パラペットなどが屋根面に生じる円錐渦に与える影響と、ピーク外圧係数に与える影響について示す。

第3章では、飛散物などにより壁面が破損した場合を想定し、野外実験結果に Helmholtz

共振理論に基づく室内圧変動の予測式を適用して、オーバーシュート現象を含む室内圧変動を適切に予測する方法を提案する。その方法を用いてオーバーシュートを考慮した内圧の評価方法について提案する。

第4章では、確率論に基づくピーク値の評価方法について述べる。モンテカルロ法によって極値分布を評価する方法を提案し、そのモデル化を試みる。2，3章での実験結果に基づき、様々な要素が影響する場合においても、一定の安全性を有する設計用風荷重の評価方法について示す。

第5章では、本研究の結論を述べた上で、今後の課題について述べる。

参考文献

- 1) 西村宏昭：台風による強風被害と外装材の耐風設計, GBRC Vol.33 No.1, 2008, pp.38-49
- 2) FEMA : Mitigation Assessment Team Report - Hurricane Ivan in Alabama and Florida, 2005
- 3) T.V. Lawson: Wind effects on building Vol.1, 2, Applied Science Publishers LTD, 1980
- 4) 大熊武司, 神田順, 田村幸雄：建築物の耐風設計, 鹿島出版会, 1996
- 5) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 2004
- 6) J.D. Holmes: Equivalent time averaging in wind engineering, 9th International Conference on Wind Engineering, 1995, pp.1849-1858
- 7) Y. Uematsu, N. Isyumov: Wind pressures acting on low-rise buildings, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 82, 1999, pp.1-25
- 8) 茅野紀子, 岡田恒：耐風設計における建築物の室内圧に関する研究（その1）平均室内圧係数, 日本風工学会誌 第56号, 1993, pp.11-20
- 9) 大熊武司, 金谷昭男: 強風時の窓面破壊に伴う内圧の変化とその性状について, 第六回風工学シンポジウム, 1980, pp.131-137
- 10) J.D. Holmes: Mean and fluctuating internal pressures induced by wind, 5th International Conference on Wind Engineering, 1979, pp.435-450
- 11) H. Liu, P.J. Saathoff: Building internal pressure: Sudden change, J. of the engineering mechanics division, Vol.107, No.EM2, 1981, pp.309-321
- 12) 気象庁ホームページ：気象等の知識,
http://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/yougo_hp/kaze.html
- 13) F. Sadek, E. Simiu: Peak non-gaussian wind effects for database-assisted low-rise building design, J. of Eng. Mechanics, 2002, pp.530-539
- 14) H.W. Tieleman, Z. Ge, M.R. Hajj: Theoretically estimated peak wind loads, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 95, 2007, pp.113-132
- 15) J.D. Holmes, L.S. Cochran: Probability distributions of extreme pressure coefficients, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 91, 2003, pp.893-901

第2章 屋根面に作用する外圧特性と荷重評価

2. 1 序

外装材に作用する風外力は、建物表面に作用する風圧を測定孔を介して計測した結果によって評価される。近年では、風洞内での多点同時測定 of 風圧実験による値を用いることが多い。本研究で対象としている低層建築物の場合、実建築物やそれに近い大きさの模型を用いた野外計測結果が評価に用いられることもある。わが国で一般的に行われている外装材耐風設計では、全風向中のピーク値を風外圧として設計に用いるため、このピーク値をどのように評価するかが問題となる。

ピーク値を評価するに当たっては、外装材の大きさを想定し、その面積に平均的に作用するピーク風圧がどのような値になるかを検討する必要がある。この方法では面積的な平均と時間的な平均を関連付け、時間平均のピーク値によって評価を行う。その面積の代表長さや平均化時間と関係付けるためには、Lawson¹⁾が提案した TVL 法が用いられている。TVL 法を用いた評価手法では、比較的容易に外装材の大きさに対応したピーク値が求められるが、いくつかの問題点を内包していることが Holmes²⁾や Uematsu³⁾によって指摘されている。

Holmes は、TVL 法における decay factor が外壁面の場所ごとに異なる可能性を指摘しており、全ての面において単一の値を用いることは過ちであるとしている。また、Royex House での野外実験結果⁴⁾に基づいて Lawson が示した decay factor (=4.5) に比べて、理論的に導いた空力アドミッタンスでの decay factor (=1.0) が大きく異なっていることを示した。逆に、Uematsu⁵⁾は切妻屋根での decay factor が 20 を超えるとしている。しかし、代表長さや平均化時間に何らかの関係式が成立する点に関しては間違いではなく、decay factor をどのように評価するかが大きな問題であると言える。

外装材耐風設計の外圧を設定する際の別の問題として、建築物表面の外圧分布が建物形状の違いにより大きく異なるため、形状ごとに風圧係数の分布を調べなければならない。建築物の辺長比やアスペクト比だけでなく、屋根形状によっても風圧係数の分布は大きく異なる。他に屋根面に作用する風圧が変化する要因としては、屋根に付随するパラペットや塔屋がある。こうした屋根の付帯物に関しては、屋根形状の違いに比べて研究論文が少ない。これは、建物全体の規模に対して屋根の付帯物のスケールが小さくその効果がほぼ無視できるためと考えられる。

その中でこれまでに数多くの研究の対象となってきたのが、パラペットによる効果である。多くの研究において、パラペットの高さが高くなるにしたがい屋根面に作用する風圧は低減されるとしており、Euro Code⁶⁾においてもパラペットの高さと建物高さの関係によっては最大で 3 割程度負圧が低減できるとしている。しかしパラペットによる負圧の低減効果は、それぞれの論文において異なっており、一定の効果として整理されていない。

他に屋根面の風圧係数分布に影響を与える可能性が高いものとして、軒の出や塔屋が考えられるが、これらに対する研究論文は著者の知る限りでは見つけれなかった。

そこで本章では、TVL 法に基づくピーク風圧係数の評価を行うに際し、decay factor をどのように評価するかについて、面積平均と時間平均の関係から考察を行うと共に、低層陸屋根の建築物の屋根面での decay factor の決定方法について検討する。また、屋上付帯物が屋根面の風圧変動に与える影響について考察し、その際の屋根面の設計用風荷重について検討する。

2. 2 風洞実験

2.2.1 実験概要

低層陸屋根の屋根面に対し様々な屋上付帯物が与える影響について調べるため、風圧実験を行った。本研究において対象とした屋上付帯物は、屋上塔屋、軒の出、パラペットの 3 種類である。以下にそれぞれの実験の概要を述べる。

(a) 屋上塔屋を持つ陸屋根の風洞実験

実験は日本建築総合試験所所有のエッフェル型吹出式風洞で行った。用いた模型は、 $B240\text{mm} \times D240\text{mm} \times H120\text{mm}$ の低層建築物を想定した正方形平面の角柱である。図 2.1 に模型の平面図と側面図を示す。225 点の測定点を屋根面に設けた。塔屋の断面形状は正方形とした。図 2.1(b)に示したように塔屋の設置位置は A～C の 3 通りとし、塔屋の高さ h を建築物の高さ H に対して $2/3, 1/3, 1/6, 1/9$ の 4 種類、塔屋の幅 d を建築物の幅 D に対して $1/3, 2/9, 1/9$ の 3 種類とし、これらを組み合わせて 14 ケースについて実験を行った(表 2.1)。風洞気流は図 2.2(a)に示した粗度区分Ⅲ相当の境界層乱流(べき指数 $\alpha=0.2$ 、建築物高さ H での乱れ強さ $I_z=0.17$)を想定した乱流とし、風速は模型軒高さで 8m/s とした。気流のスペクトルは図 2.2(b)のようにカルマン型のスペクトルとよく一致している。風向は図 2.1(b)で示した模型に正対する風向を 0° とし、塔屋の配置パターン A と C では 360° まで、配置 B では 180° まで 5° ピッチで時計回りに計測を行った。

サンプリング周波数は 800Hz 、計測時間は 1 風向につき 40 秒間とした。導圧チューブによる風圧の歪みは周波数領域で補正し、 200Hz のローパスフィルターを用いて電氣的なノイズを除去した。

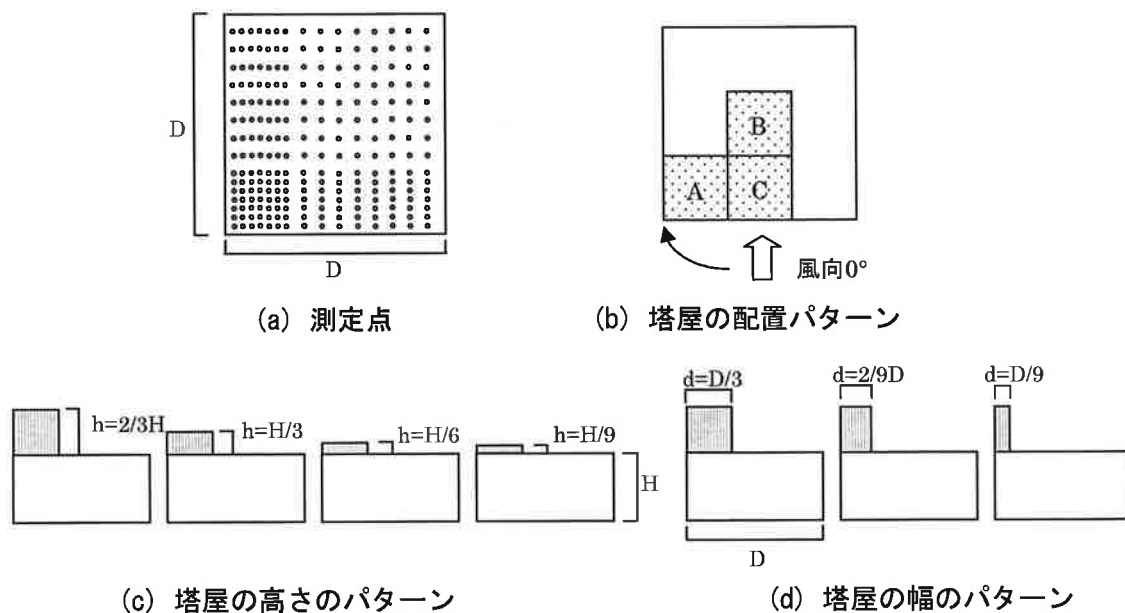


図 2.1 塔屋のある陸屋根の実験模型

表 2.1 実験ケース一覧

ケース	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4	A1b	A1c
配置	A	A	A	A	B	B	B	B	C	C	C	C	A	A
高さ	2/3H	H/3	H/6	H/9	2/3H	H/3	H/6	H/9	2/3H	H/3	H/6	H/9	2/3H	2/3H
幅	D/3	D/3	D/3	D/3	D/3	D/3	D/3	D/3	D/3	D/3	D/3	D/3	2/9D	D/9

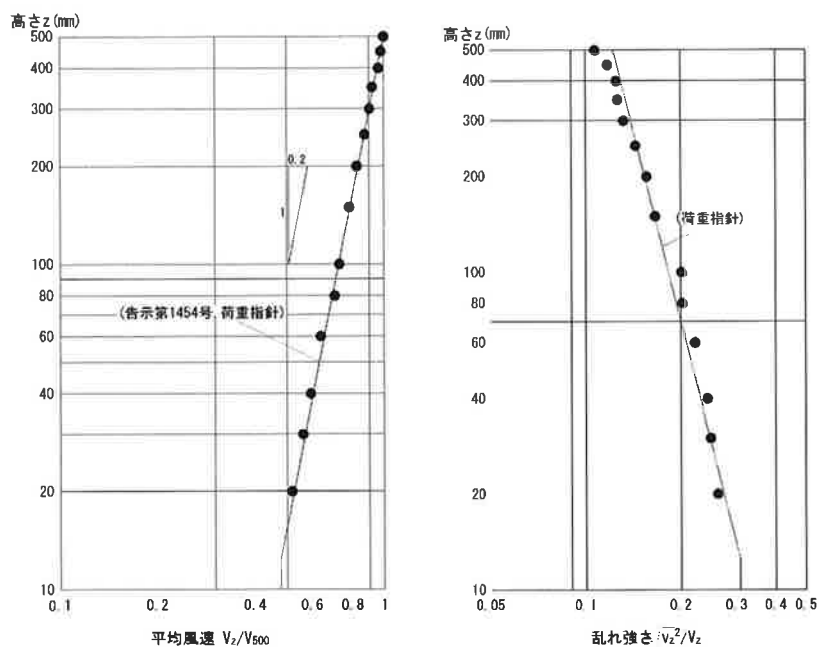
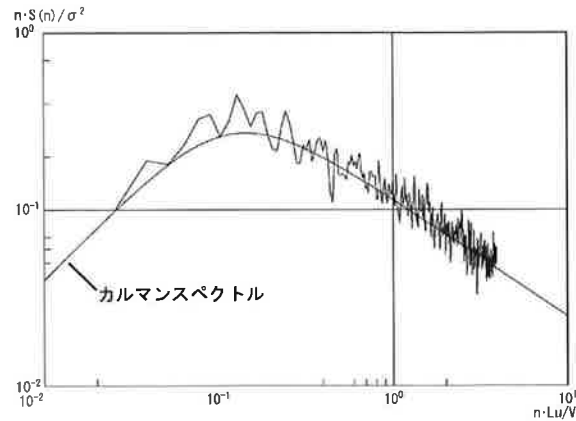


図 2.2 実験気流（塔屋および軒の出のある陸屋根）



(b) 実験気流のスペクトル

図 2.2 実験気流（塔屋および軒の出のある陸屋根）

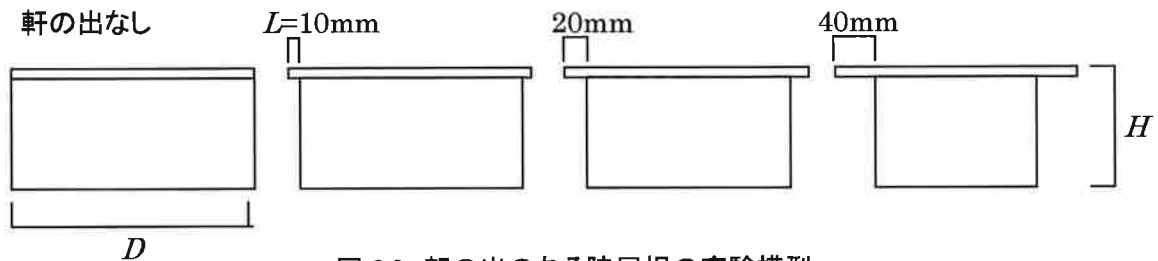


図 2.3 軒の出のある陸屋根の実験模型

(b) 軒の出のある陸屋根の風洞実験

実験は屋上塔屋をもつ陸屋根の実験と同様に、日本建築総合試験所所有のエッフェル型吹出式風洞で行った。用いた模型も図 2.1 に示したものと同様の $B240\text{mm} \times D240\text{mm} \times H120\text{mm}$ の低層建築物を想定した正方形角柱である。屋根面の大きさを固定し、壁面の位置を変えることによって軒の出を持つ形状とした。実験は図 2.3 に示したように軒の出 L が 0mm（軒の出なし）、10mm, 20mm, 40mm の 4 種類のケースについて行った。測定点は屋根面に 256 点、風上側の軒先および壁面にそれぞれ 10 点ずつ設けた。

風洞気流は一樣流および図 2.2(a) に示した地表面粗度区分Ⅲ相当の境界層乱流とし、風速は模型頂部高さで 8m/s とした。風向は $0^\circ \sim 45^\circ$ まで 5° ピッチ 10 風向とした。サンプリング周波数は 800Hz、45 秒間の計測を行った。導圧チューブによる風圧の歪みは周波数領域で補正を行った。

(c) パラペットのある陸屋根の風圧実験

実験は大林組技術研究所所有の回流型多目的大型風洞で行った。実験に用いた模型は、大規模な工場を想定したもので $B750\text{mm} \times D375\text{mm} \times H187.5\text{mm}$ の直方体である。模型屋根面の測定点（全 130 点）の分布を図 2.4(a) に示す。パラペットは実スケール高さ H_p が 0.3m, 0.5m, 1m の 3 種類とし、それぞれ実スケールで 0.1m, 0.2m, 0.6m の 3 種類の厚み t を用意した。図

2.4(b)に示すように各パラペットは模型の外壁部分に接着して実験を行った。したがって、いずれのケースでもパラペット内側面から最も近い測定点までの距離は 5mm (縮尺を 1/200 とすると実スケールで 1m 相当) となる。

風洞気流は図 2.5(a)に示した粗度区分Ⅲ相当の境界層乱流 (べき指数 $\alpha=0.2$ 、建築物高さ H での乱れ強さ $I_z=0.17$) を想定した乱流とし、気流のスペクトルは図 2.5(b)のようにカルマン型のスペクトルとよく一致している。実験風速は模型屋根高さ (パラペットを含まない) で 10m/s とした。実験風向は図 2.4(a)で示した風向を 0° とし、 10° ピッチで $0^\circ \sim 90^\circ$ までと 45° の計 11 風向とした。サンプリング周波数は 500Hz、1 風向あたりの計測時間は 60 秒とした。

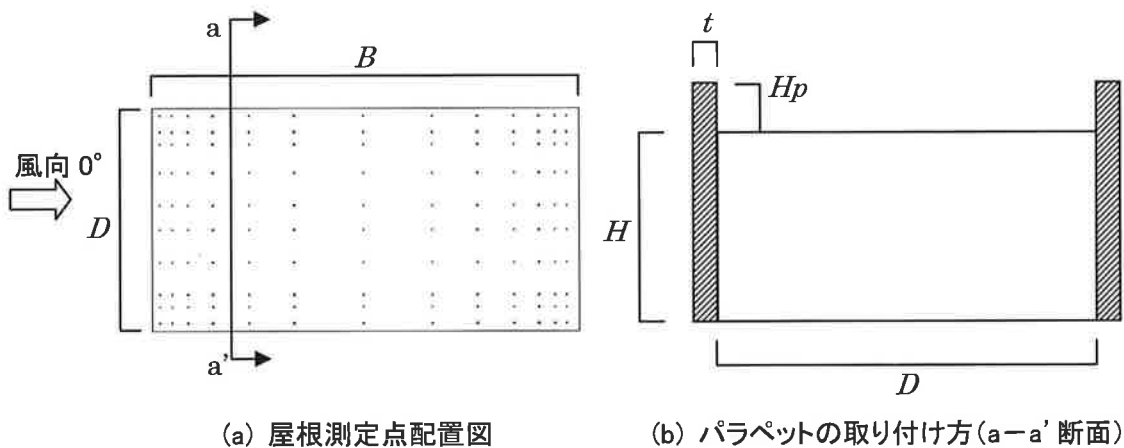


図 2.4 パラペットのある陸屋根の模型

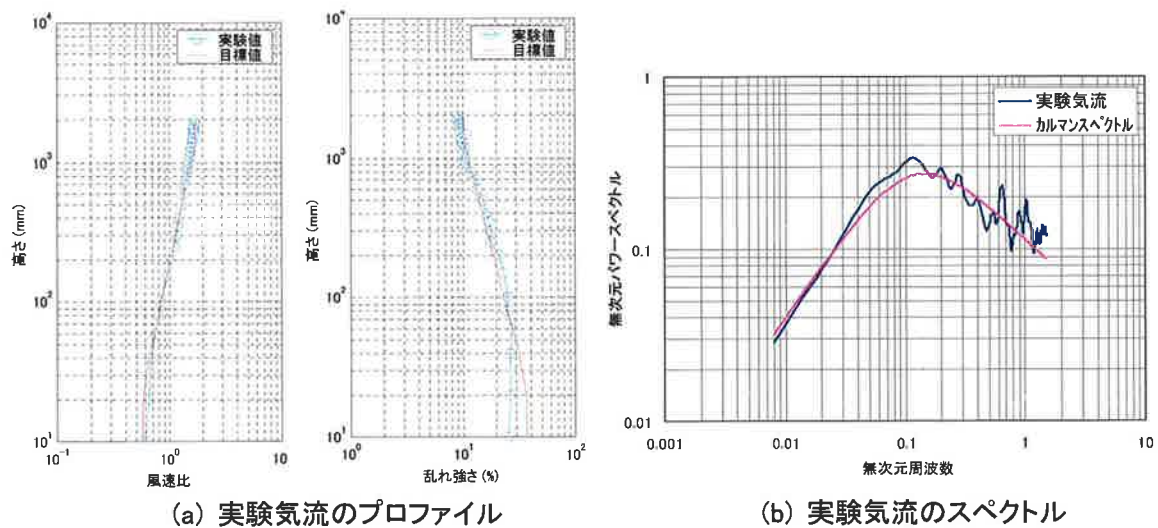


図 2.5 実験気流(パラペットのある陸屋根)

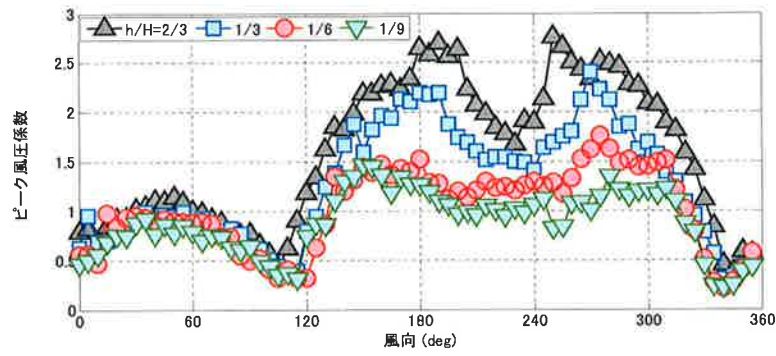
2.2.2 実験結果

得られた実験データのうち、ここでは全測定点中の最小値または最大値と風向の関係のみを示し、ピーク値を求める手法に関する考察や個々の定量的な考察は後の節で行う。ピーク値は実時間 10 分相当での値であり、いずれの場合についても平均化時間を 0.15 秒として移動平均をかけた結果である。この平均化時間は一般的に用いられるものに比べると短い、これは節 2.3.3 での考察を踏まえた結果である。

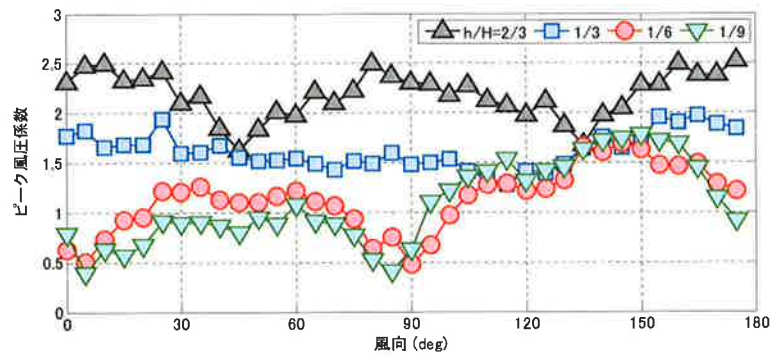
(a) 屋上塔屋を持つ陸屋根

全測定点中での最大ピーク風圧係数と風向の関係を図 2.6 に示す。いずれのケースにおいても塔屋が風下側に位置する風向で強い正圧が生じる結果となった。塔屋の配置が変わっても（図 2.6(a)～(c)）、塔屋の高さが高い方がピーク風圧係数の最大値は大きく、塔屋の配置 A のときで 2.8 となった。塔屋の幅が狭い場合（図 2.6(d)）では、ピーク風圧係数の最大値があまり変わらない傾向が見られた。

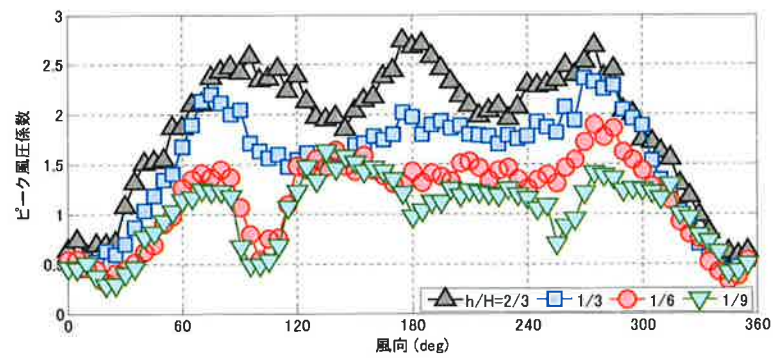
図 2.7 に最小ピーク風圧係数について示す。配置 A（図 2.7(a)）では、塔屋の高さが高いほど負圧が強くなっており最小値は -5.8 であった。逆に配置 B および C（図 2.7(b), (c)）では、塔屋の高さが低い場合に負圧が強い傾向が見られており、配置 B と C でそれぞれ -6.4、-6.6 となった。塔屋の幅が変わった場合（図 2.6(d)）では、最小値を示す風向が異なるがピークの値自体は大きくは変わらない。また、いずれのグラフにおいても塔屋が風下側になる風向 90°以降のピーク風圧係数の値が、風向 0°～90°と比べて絶対値が小さいが、これは図 2.1 に示したように、測定点が屋根周縁に配置されていないため、周縁部あるいは隅角部のピーク値が上手く捉えられていないためであると考えられる。



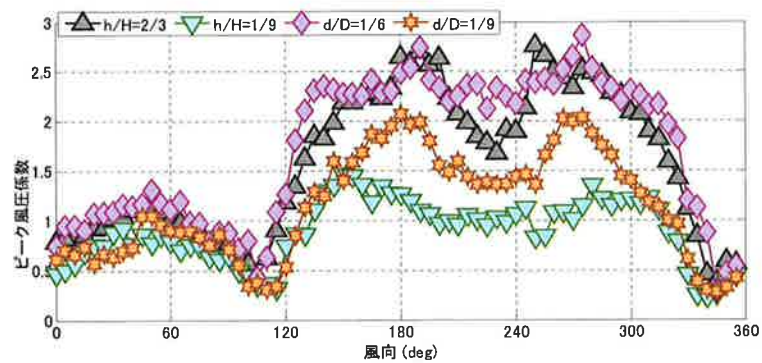
(a) 塔屋の配置 A



(b) 塔屋の配置 B

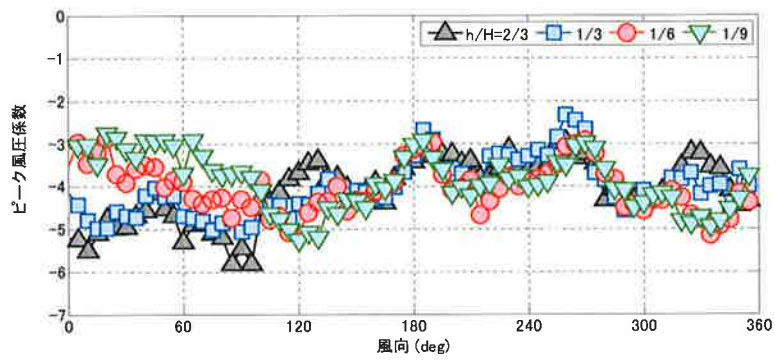


(c) 塔屋の配置 C

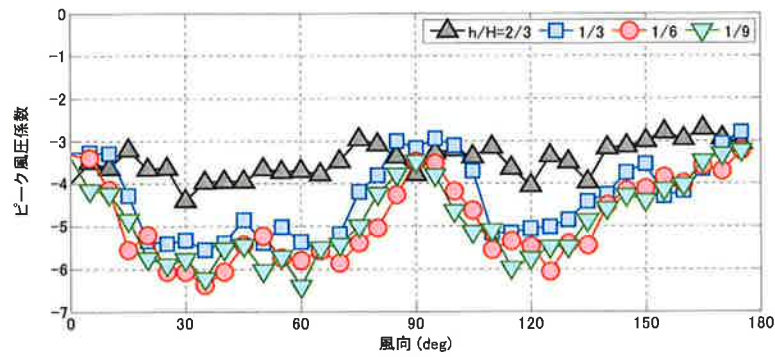


(d) 塔屋の配置 A (幅が異なる)

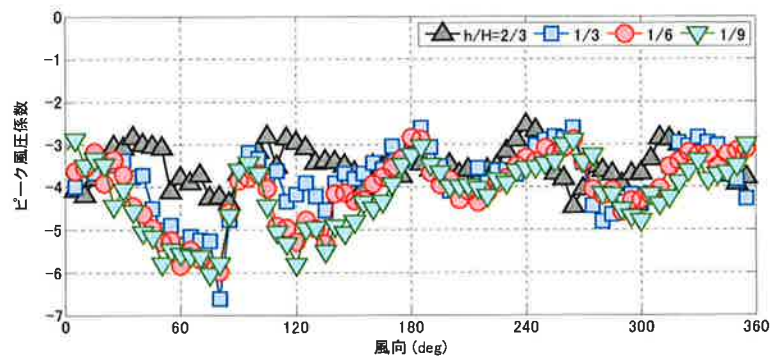
図 2.6 塔屋のある陸屋根の最大ピーク風圧係数 (全測定点中の最大値)



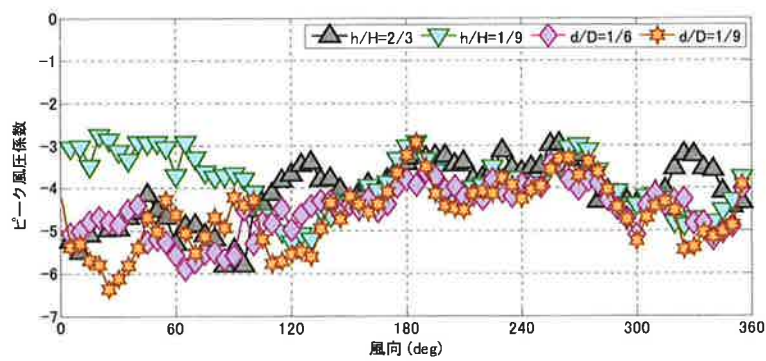
(a) 塔屋の配置 A



(b) 塔屋の配置 B



(c) 塔屋の配置 C



(d) 塔屋の配置 A (幅が異なる)

図 2.7 塔屋のある陸屋根の最小ピーク風圧係数 (全測定点中の絶対値最大値)

(b) 軒の出のある陸屋根

軒の出のある陸屋根の最小ピーク風圧係数と風向の関係を図 2.8 に示す。一様流の場合では軒の出の影響はほとんど無く、どの軒の出の長さの時に同じような結果となった。乱流の場合にも、軒の出が無い時にピーク風圧係数がやや大きく -7.3 となったが、全体的な傾向はほぼ同じであった。

(c) パラペットのあり陸屋根

パラペットのあり陸屋根の最小ピーク風圧係数を図 2.9 に示す。パラペットの厚み t が薄い場合 ($t=0.1\text{m}$, 0.2m) ではパラペットの高さが高くなってもピーク風圧係数の傾向にほとんど違いは見られなかった。しかしパラペットの厚みが厚い ($t=0.6\text{m}$) と、パラペットの高さが高いとき (図 2.9(c)) にピーク風圧係数の絶対値が小さくなる傾向が見られた。

逆にパラペットの厚みが薄い場合には ($t=0.1\text{m}$)、パラペットの高さが低い場合よりもピーク風圧係数の絶対値が大きくなり、 -5.6 となった。

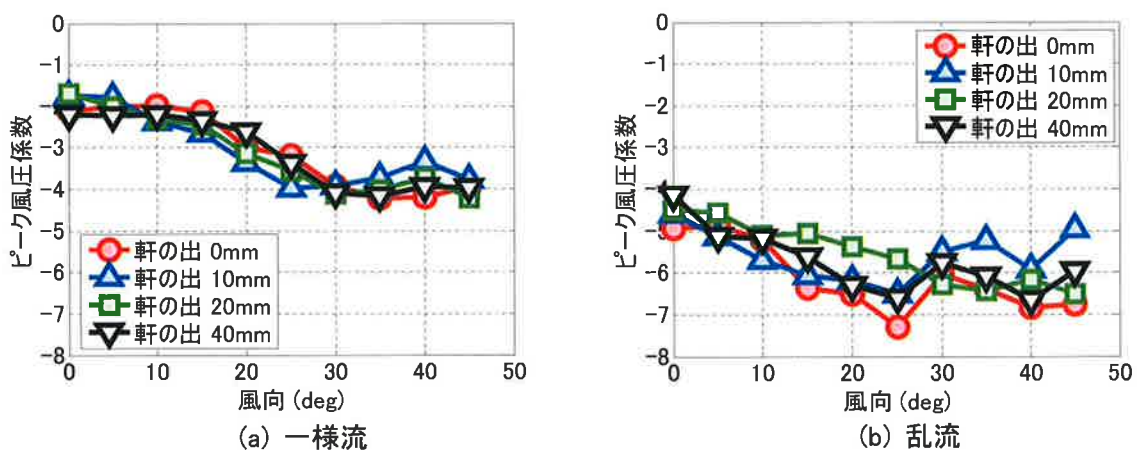


図 2.8 軒の出のある陸屋根の最小ピーク風圧係数(全測定点中の絶対値最大値)

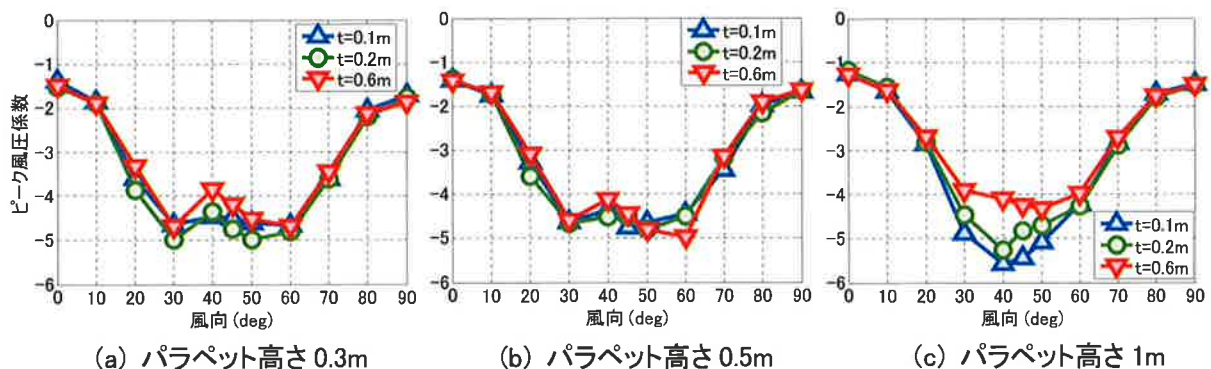


図 2.9 パラペットのあり陸屋根の最小ピーク風圧係数(全測定点中の絶対値最大値)

2. 3 屋根面に作用する荷重の面積効果

実験で得られた風圧係数は、個々の測定点に作用する値（厳密には測定孔の面積に平均的に作用する値）であり、実際の建築物の外装材の大きさに作用する値としては過大評価となっていると考えられている。そのため外装材の大きさを想定し、その面積に応じて何らかの平均化処理を行うことが多い。ここでは塔屋のある陸屋根のうちケース A1c の結果を例に、一般に用いられている TVL 法に基づく手法を順に追っていき、そこに含まれる問題点とその改善方法について考察を試みる。

2.3.1 時間平均とピーク風圧特性

(a) 受圧面積

外装材に作用する風荷重を考える場合、ガラスや外壁パネルのように剛性の高いものではその部材全体の大きさを考えて設計を行うことができる。しかし今回実験を行ったような塔屋のある低層陸屋根によく用いられる折板や防水シート等は剛性が低く、1つの固定金具に作用する荷重が他の固定金具に伝達しにくいいため、固定金具 1箇所ごとの荷重を考える必要がある。

建築物荷重指針（04 年度版）⁷⁾では通常の外装要素を想定して 1m^2 の受圧面積を基本としている。しかしシート防水では隅角部の標準的な留め付けピッチを $0.4\sim 0.6\text{m}$ とすることが多く、折板屋根では働き幅 $0.5\text{m}\times$ スパン $2\sim 4\text{m}$ とすることが多い。シート防水と折板屋根の止め付け方法では受圧面の形状が大きく異なるが、Lin ら⁸⁾は同じ面積に作用する荷重は受圧面積の形状によって変化しないとしている。この主張を誤りであるとする意見もあるが、これを受け入れると折板のように細長い部材であっても同じ面積の正方形として扱うことができる。結局、 1m^2 程度の受圧面積が低層陸屋根建築物の屋根葺材では最大に近い大きさであり、一般にはより小さな受圧面積を考慮する必要がある。

(b) 平均化時間

外装材に応じた受圧面積が決定されれば、TVL 法を用いてその面積に応じた変動風圧の平均化時間を求めることができる。TVL 法を用いる場合、ある測定点の変動とほぼ同時に作用すると見なせる変動の限界周期 T_c は式(3.1)で表される¹⁾。

$$T_c = \frac{kL_d}{U} \quad (3.1)$$

ここで、 k は測定点間のルートコヒーレンスを指数関数で近似したときの decay factor、 L_d は二つの測定点間の距離、 U は接近流の風速を表す。この時、周期 T_c の変動が長さ L_d の空間に相当する広がりを持っていると考えることができ、平均化時間を T_c としたときの風圧変動が長さ L_d の広がりを持つ面に同時に作用すると考えられる。

建築物荷重指針（93 年度版）⁹⁾では $k=8$ 、 L_d を $1\sim 10\text{m}$ 、風速を 50m/s とすると、評価時

間が 0.2～2 秒程度になると記されている。しかし、Uematsu ら³⁾によると風圧変動が大きい屋根面では k が 20 を超えることもあるとしており、建築物荷重指針（93 年度版）に示された例がいつも適用できるとは限らない。そこで実験結果を基に陸屋根の屋根面での k がどのような値となるかを調べた。

一般的に示されているルートコヒーレンスは、幅方向には高い相関を持った変動が広がっているとし、高さ方向（あるいは流れ方向）についての相関のみを考慮したものである。しかし屋根面においては、一方向についてのみ相関があるとは限らないため二次元的な広がりを考えなければならない。固定金具の間隔を想定して受圧面積を考えると、測定点の間隔よりも受圧面積の方が小さくなることが多いため、ある測定点を中心に周りの測定点までの間に受圧面が広がっている状況を想定する。この時中心の測定点の変動の空間的な広がり、周囲の測定点との相関から求められる。ここでは中心の測定点とその直近 4 点の測定点との間において k を求め、それらの平均値をその点での k の値と考える。図 2.10 に全風向中で個々の点での負圧が最も強くなった時の k の値を示す。Uematsu ら³⁾が示したように、負圧の強い隅角部付近では k の値は 20 を超えている。逆に負圧の弱い中央部付近では $k=4\sim6$ となった。 k の値が大きいほど周囲の点との相関が低いことを意味することから、負圧の強い部分は局所的であり、空間的な広がりは小さい。

次に時間平均を行っていない場合のピーク値を 1 として、平均化時間を長くとることによってピーク値がどのように変化するか調べた結果を図 2.11 に示す。ここでは設計風速を 50m/s と仮定し、時間スケールを 1/14 とした。大竹の結果¹⁰⁾は、高層建築物の壁面では場所によって平均化時間がピーク値に及ぼす影響に差は見られないとしている。しかし低層建築物の屋根面を対象とした今回の結果では場所によるばらつきが大きい傾向が見られた。またいずれの測定点においても実スケールの平均化時間 0.5 秒以下の場合ではピークの絶対値が急激に変化しており、受圧面積を小さく設定する場合では測定点ごとに適切な平均化時間の決定が必要であることを示唆している。

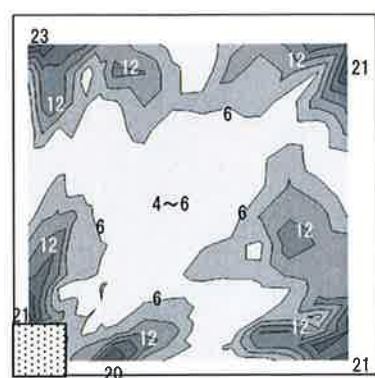


図 2.10 k の値の分布

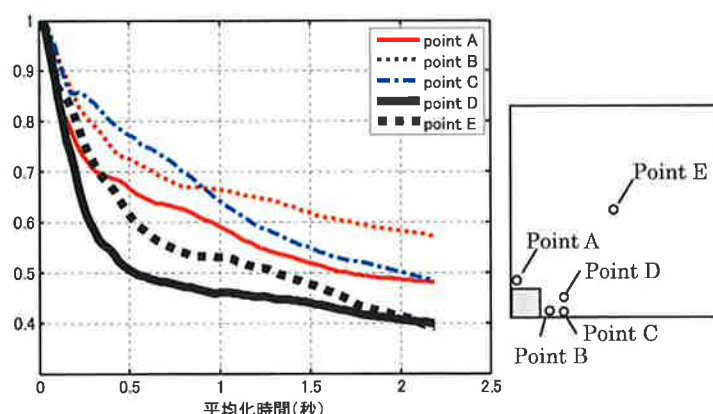


図 2.11 平均化時間（実スケール）によるピーク値の変化（風向 40°）

2.3.2 空間平均とピーク風圧特性

平均化時間の検討の次のステップとして、その平均化時間での移動平均により求めたピーク風圧係数と実際にその受圧面積に相当する面平均でのピーク風圧係数の比較を行った。Lin⁸⁾や Uematsu ら³⁾は、負圧の特に強い部分についての検討を行っているが、屋根中央部などの負圧の弱い部分での評価は行っていない。そこで屋根面全体を対象として、面平均ピーク値と移動平均による風圧係数のピーク値の比較を試みる。

TVL 法に用いる代表長さ L_d は、評価された風圧変動が同時に生じると見なせる空間的な広がりを示す量であり、どのような形状に広がっているかは問題にされない。ここでは面積 L_d^2 の正方形として面が広がっていると仮定し、その正方形に作用する面平均値との比較を行う。ここでは対象とする正方形を三角形に分割し、その面的な平均値を求めることを考える。

測定点 A,B,C を仮定し、それぞれの点での値を h_1, h_2, h_3 とする。A での値が 0 となるよう $h_2' = h_2 - h_1, h_3' = h_3 - h_1$ とし、測定点の間隔を L とする (図 2.12)。この時、ハッチをかけた面を底面と見なすと底面が台形の四角すいとなる。したがってその体積 V は次のように求まる。

$$V = \frac{1}{2}(h_2' + h_3') \times L \times L \times \frac{1}{3} \quad (2.2)$$

これを底面積で割ると平均高さ H および、 h_1 を加えた元の平均値は以下のようにになる。

$$H = \frac{1}{6} L^2 (h_2' + h_3') \div \left(\frac{1}{2} L^2 \right) = \frac{1}{3} (h_2 + h_3 - h_1) \quad (2.3)$$

$$H + h_1 = \frac{1}{3} (h_1 + h_2 + h_3) \quad (2.4)$$

よってこの面に作用する平均風圧は、3 つの点の風圧係数の相加平均に等しい。

図 2.13 に示した測定点 e を中心とした代表長さ $L_d = 1\text{m}$ (模型上スケールで 10mm 相当、測定点の間隔に等しい) の正方形を想定する。

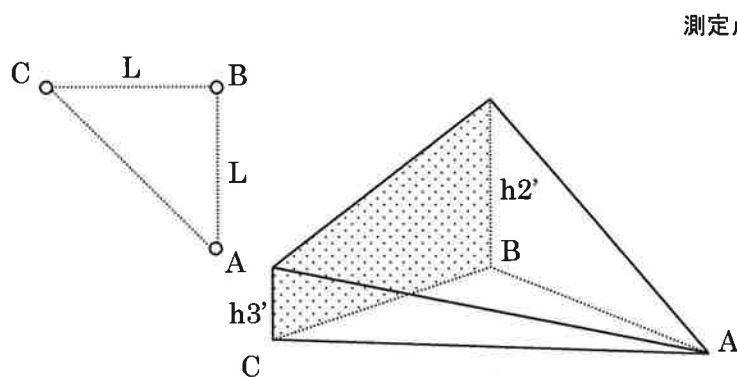


図 2.12 想定した三角形の平均高さ

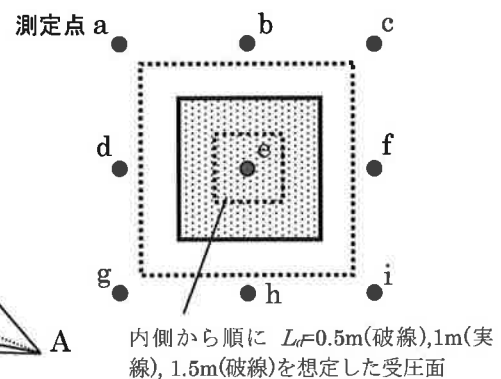


図 2.13 想定した受圧面と測定点

この正方形内に平均的に作用する面圧力 $C_{pe,eff}$ は、風圧分布を曲面として捉え、16 個の三角形面で近似して式(2.4)と同様に考えることにより、測定点 a~i での風圧係数 C_p を用いて次式で表される。

$$C_{pe,eff} = \frac{1}{48} (C_{pa} + 4C_{pb} + C_{pc} + 4C_{pd} + 28C_{pe} + 4C_{pf} + C_{pg} + 4C_{ph} + C_{pi}) \quad (2.5)$$

同様に計算すると $L_d=0.25, 0.5, 1.5, 2m$ の場合の $C_{pe,eff}$ は、式(2.6)~(2.9)のように表すことができる。

$L_d=0.25m$

$$C_{pe,eff} = \frac{1}{192} (C_{pa} + 4C_{pb} + C_{pc} + 4C_{pd} + 172C_{pe} + 4C_{pf} + C_{pg} + 4C_{ph} + C_{pi}) \quad (2.6)$$

$L_d=0.5m$

$$C_{pe,eff} = \frac{1}{96} (C_{pa} + 4C_{pb} + C_{pc} + 4C_{pd} + 76C_{pe} + 4C_{pf} + C_{pg} + 4C_{ph} + C_{pi}) \quad (2.7)$$

$L_d=1.5m$

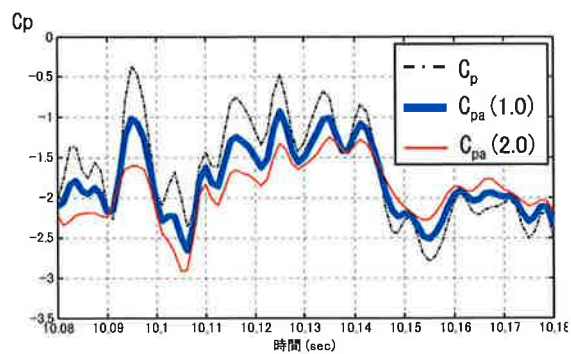
$$C_{pe,eff} = \frac{1}{48} (2C_{pa} + 5C_{pb} + 2C_{pc} + 5C_{pd} + 20C_{pe} + 5C_{pf} + 2C_{pg} + 5C_{ph} + 2C_{pi}) \quad (2.8)$$

$L_d=2m$

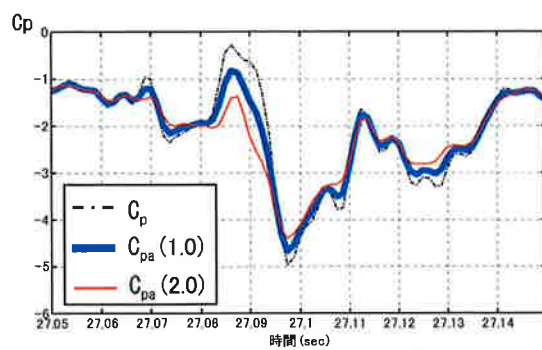
$$C_{pe,eff} = \frac{1}{16} (C_{pa} + 2C_{pb} + C_{pc} + 2C_{pd} + 4C_{pe} + 2C_{pf} + C_{pg} + 2C_{ph} + C_{pi}) \quad (2.9)$$

測定点の間隔が広い部分については測定点の間に仮定の測定点があると考え、直近の測定点の平均値をその点での値とした。以下の考察では代表長さ L_d となる正方形を想定し、面平均を行った風圧係数を $C_{pa}(L_d)$ と表す。ある測定点の風圧係数について面平均による面積効果の比較を図 2.14 に示す。図中には C_p ; 面平均化を行っていない風圧係数と $C_{pa}(1.0)$ 、 $C_{pa}(2.0)$ を示す。(a) は面平均による効果の違いが明確に見られた時間帯、(b) は最も強い負のピークが見られた時間帯である。(a) の $C_{pa}(1.0)$ はピークの大きさは異なるものの C_p に近い変動を示しているが、 $C_{pa}(2.0)$ は周囲の測定点の影響を強く受け、 C_p と大きく異なっている部分が見られる。(b) では 3 つの風圧係数の変動がほぼ一致しており、強い負圧が生じるときには周囲の測定点でも同様に強い負圧が生じ、面平均を行っても負圧があまり低減されない場合を表している。

代表長さ L_d を想定した移動平均を行うにあたり、その平均化時間は、式(2.1)に図 2.10 に示した k の値を用いて決定した。得られた風圧係数を $C_{pm}(L_d)$ と表す。 $C_{pa}(L_d)$ が全風向中最小値となった時の $C_{pm}(L_d)$ との比較を図 2.15 に示す。中心となる測定点の寄与が大きい $L_d=0.25m$ では比較的高い相関が見られるが、周囲の点の影響が大きくなる $L_d=2m$ では相関が低くなっている。また $L_d=0.25m$ や $1m$ の時には、特にピーク風圧係数の絶対値が大きい部分での移動平均による値が、面平均によるものに比べて過小評価になっている。



(a) 面平均の効果が明確に現れた時間帯



(b) 強い負圧が生じた時間帯

図 2.14 面平均の風圧係数への面積効果

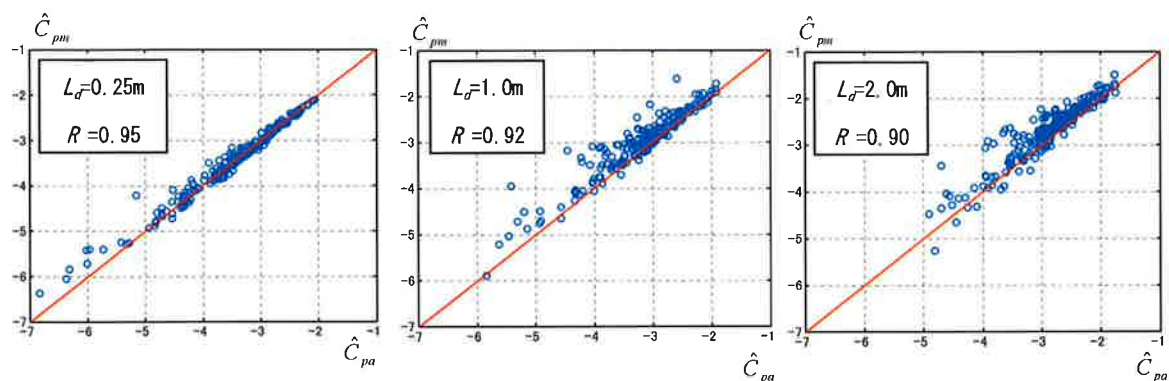


図 2.15 k の平均値を用いて移動平均を行った場合の面平均と移動平均のピーク値の比較
(全風向最小値、図中の R は相関係数)

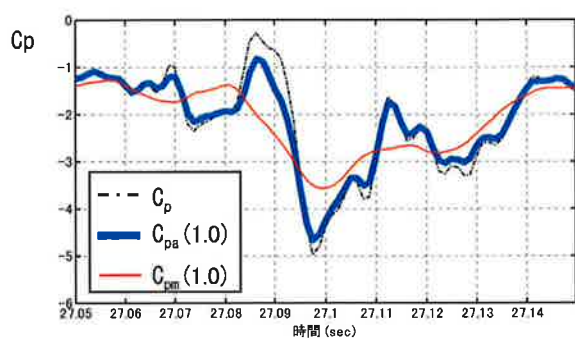


図 2.16 面平均と移動平均による
風圧係数の波形の比較

(平均化時間: k の平均値 ($k=14$) に基づく T_c)

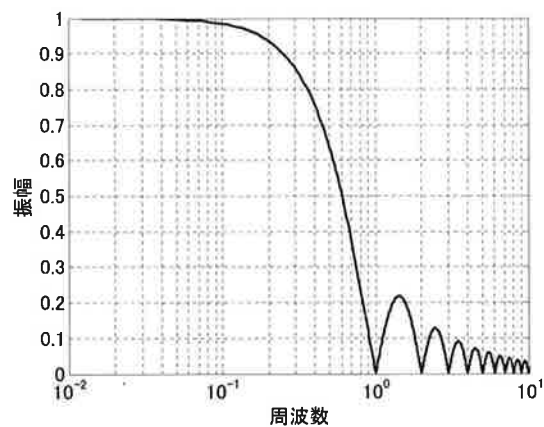


図 2.17 移動平均の周波数-振幅特性

ピーク値が大きく異なっている点での C_p と $C_{pa}(1.0)$ および $C_{pm}(1.0)$ の風圧波形の比較を図 2.16 に示す。図 2.14(b) に示したように、 C_p と $C_{pa}(1.0)$ の変動はよく一致しているが、 $C_{pm}(1.0)$ は変動をうまく表せていない。

結果として、TVL 法に基づく時間平均を行った波形から得られたピーク値と面平均を行った波形から得られたピーク値は、少なくとも陸屋根の屋根面においては一致していると言いつらく、なんらかの方法を用いた改善が必要となる。

2.3.3 面積効果を考慮した荷重の評価

河井¹¹⁾が示しているように、屋根面での強い負圧の継続時間は短く、スパイク状の変動が現れる。移動平均ではその性質上、平均化時間が長くなるとスパイク状のピークが極度に小さくなる。そのため移動平均による値が面平均値と異なっている理由として、今回式 (2.1) で計算される平均化時間が長いことが考えられる。

平均化時間を T_c としたときの移動平均は、実際にはパワースペクトル密度に下式のローパスフィルターをかけることに相当する¹²⁾。

$$|H(f)|^2 = \frac{\sin^2 \pi f T_c}{(\pi f T_c)^2} \quad (2.10)$$

ここで f はパワースペクトル密度の周波数である。このフィルターを通すとほぼ $1/(2T_c)$ よりも高い周波数成分が除去される (図 2.17)。言い換えると、TVL 法によって決定された T_c を用いて $1/(2T_c)$ 以上の周波数成分を除去するためには、平均化時間を $T_c/2$ とする必要がある。そこで代表長さ L_d に対応する平均化時間を限界周期の $1/2$ として移動平均を再度行った。この風圧係数を $C'_{pm}(L_d)$ と表す。

図 2.18 に $C_{pa}(1.0)$ と $C'_{pm}(1.0)$ の波形の比較を示す。平均化時間を短く設定したことにより、元の時系列波形に近い形状となっている。図 2.15 と同様に $C_{pa}(L_d)$ と $C'_{pm}(L_d)$ のピーク値の比較を行った結果を図 2.19 に示す。多少のばらつきはあるが、いずれの L_d においても風圧係数のピーク値がほぼ一致する結果となった。

これまで一般に検討されてきた壁面の圧力変動に比べ、屋根面の圧力変動は図 2.10 に示したように周囲の点との相関が低く、TVL 法を用いた評価方法では壁面の場合と比べより低周波成分寄りの変動として評価されることになる。そのため、相関の高い壁面では大きな問題とならなかった移動平均のカットオフ周波数と設定した平均化時間の違いが、屋根面では大きな違いとして現れたのではないかと考えられる。また、図 2.14(b) に示したように、負圧の強い部分では継続時間の短いスパイク状のピークが複数の点で同時に生じているが (つまり、面的には広がりをもつ)、高周波成分は TVL 法では無相関として扱われ、移動平均により除いてしまうため、ピークの差異が大きく現れたのであろう。

ここでは TVL 法によって求めた限界周期と、移動平均の平均化時間の関係を考察しているが、仮に図 2.10 に示した k の値に $1/2$ を乗じて用いると考える。このとき隅角部付近では $k=6 \sim 11$ 程度であり、それ以外の部分において k の値は $3 \sim 6$ となる。設計用風荷重を

検討する場合には、隅角部以外の部分では $k=4.5$ （3～6の平均値として）として平均化時間を決定し、隅角部ではその2倍程度の平均化時間を設定することにより、面平均を行った場合と同等のピーク値を得ることができると考えられる。

この隅角部以外で用いる k の値はLawson²⁾が用いた値とほぼ等しい。これらの k の値は今回の実験によってのみ得られた値であるが、屋根面における強い負圧は継続時間が短い傾向にあり、 k の値が壁面よりも大きくなる傾向は他の屋根形状においても同様である。したがって、 k の値を一般的に用いられている値よりも小さめに設定した移動平均により強い負圧のピーク値を評価する今回の手法は、他の形状の屋根などにも適用できると考えられる。

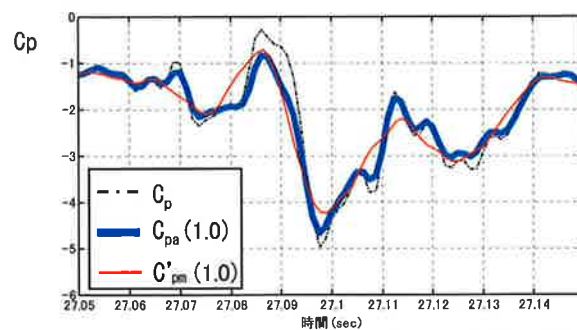


図 2.18 面平均と移動平均による風圧係数の波形の比較（平均化時間： $T_d/2$ ）

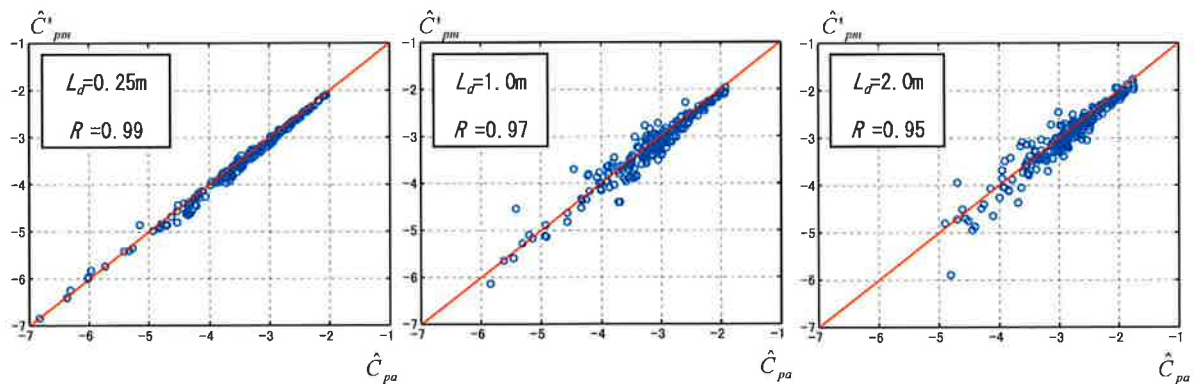


図 2.19 平均化時間を $T_d/2$ として移動平均を行った場合の
面平均と移動平均のピーク風圧係数の比較
（全風向最小値、図中の R は相関係数）

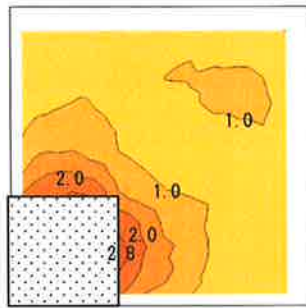
2. 4 屋上付帯物が屋根面の外圧に与える影響

2.4.1 屋上塔屋が外圧に与える影響

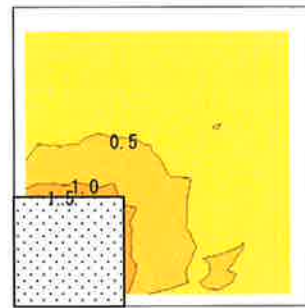
(a) ピーク風圧係数の分布

屋上塔屋が屋根面の外圧に与える影響のうち、大きな現象の一つは本来負圧しか作用しない屋根面に正圧をもたらすことである。図 2.6 に示したように、その値は 2.5 を超えており決して無視できるほど小さくは無い。このような強い正圧が見られたケースでの全風向中で最大となったピーク風圧係数の分布を図 2.20 に示す。塔屋の高さが高く、幅も大きい場合（図 2.20(a), (d)）には、塔屋近傍の屋根面において強い正圧が生じており、風圧係数で 2.0 を超える範囲は塔屋を中心に比較的広い範囲に分布している。塔屋の高さが異なる場合（図 2.20(a), (b)）では、高さの低い方のピーク風圧係数が小さくなっている。それに対し塔屋の幅が異なる場合（図 2.20(a), (c)）では、幅が狭くてもピーク風圧係数の最大値はあまり変わらないが、その比較的強い正圧の範囲は小さい。

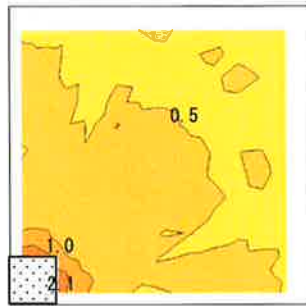
同様に全風向中で最小となったピーク風圧係数の分布を図 2.21 に示す。塔屋の配置 A（図 2.21(a)~(c)）では、塔屋のすぐ近くの屋根周縁部分に強い負圧が生じていた。この負圧は塔屋が低い時には顕著ではなく、塔屋の幅が変化してもほとんど変わらない。塔屋が位置しない他の隅角部付近では、塔屋の高さが低い場合（図 2.21(b)）や、塔屋の幅が狭い場合（図 2.21(c)）では平坦な陸屋根の屋根面同様、円錐渦によると考えられる強い負圧が生じている。塔屋近傍の一般部（屋根の中央部）では、塔屋が大きい場合（図 2.21(a), (d)）に -3.0 を超える比較的強い負圧が生じている。多くの場合、建築物荷重指針⁷⁾などに示されるように一般部では強い負圧にはならないと考えられているが、塔屋ある場合には周縁部と同等の負圧が生じると考える必要がある。



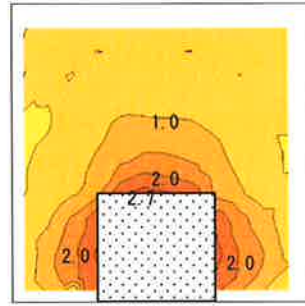
(a) A1 (2/3H, D/3)



(b) A4 (H/9, D/3)

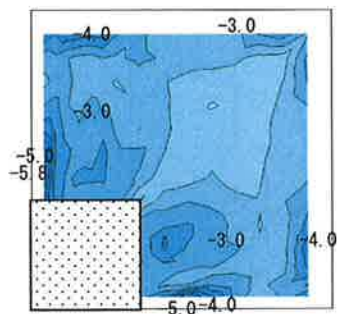


(c) A1c (2/3H, D/9)

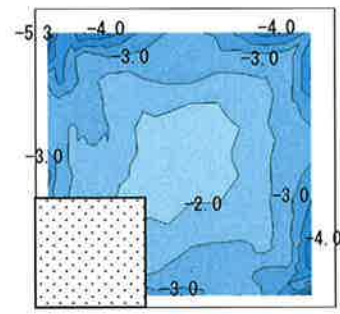


(d) C1 (2/3H, D/3)

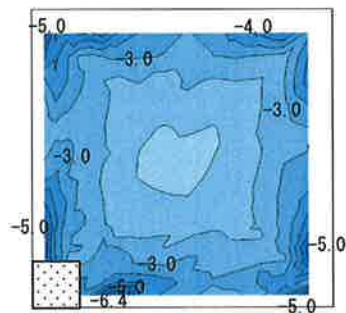
図 2.20 最大ピーク風圧係数の分布（全風向中での最大値）



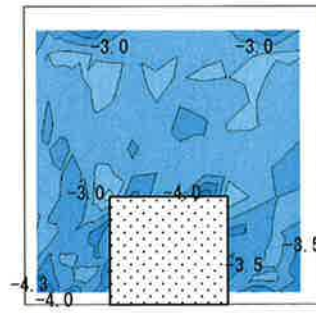
(a) A1 (2/3H, D/3)



(b) A4 (H/9, D/3)



(c) A1c (2/3H, D/9)



(d) C1 (2/3H, D/3)

図 2.21 最小ピーク風圧係数の分布（全風向中での絶対値最大値）

(b) 塔屋が円錐渦に与える影響

ここで円錐渦による負圧についてさらに詳しく調べるため POD 解析を行い、塔屋が屋根面全体の圧力変動に与える影響を調べた。POD 解析は固有直交関数展開を応用し、ランダムな現象の中に隠されている圧力分布の組織的構造を明らかにする手法として有効であるとされている¹³⁾。

POD 解析によって得られた、風向 45° の 1 次の固有モードとその寄与率（振動における 1 次モードの占める割合）を図 2.22 に示す。ここで示した図で注目するのは、値の大小（色の濃淡）ではなく、符号（暖色または寒色）についてである。塔屋の配置 B の場合には、塔屋の高さが高いと、円錐渦の形は形成されているが、風上部分が全体的に同時に強くなる（または弱くなる）変動が支配的である（図 2.22(a)）のに対し、ペントハウスが低いと風上側の屋根面が左右逆対称に変動するモード形状が卓越する（図 2.22(d)）。円錐渦の影響が屋根面の風圧に強く表れる場合には、図 2.22(d)のように左右逆対称のモードになることが谷池ら¹⁴⁾によって明らかにされている。

今回の実験結果で特徴的なのは、図 2.7(b)で示したように、塔屋の高さが高い場合には負圧が弱く、低い場合には屋根面の負圧が強いことである。すなわち円錐渦による強い負圧が屋根面に生じている場合、それらの円錐渦による負圧が左右逆対称に変動してなければ負圧は強くないと言える。

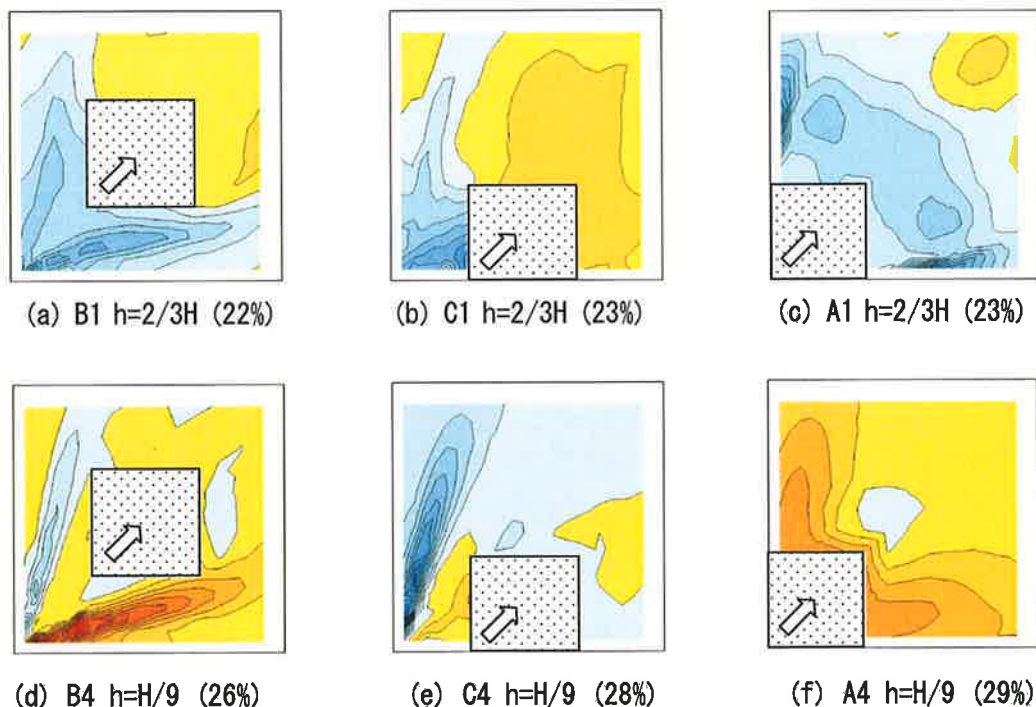


図 2.22 POD 解析によって得られた圧力変動の 1 次固有モード
(風向 45° 、カッコ内はそのモードの寄与率)

屋根面が平坦な陸屋根の場合では、こうした左右逆対称の 1 次モードの寄与率は 30%を超えることが示されている¹⁴⁾が、今回の実験結果では、30%を超えることはなかった。つまり、塔屋があることによって円錐渦による圧力変動が阻害されていると考えられる。

このような塔屋の高さによってモード形状が異なる傾向は、塔屋の配置 C でも同様であった（図 2.22 (b), (e)）。配置 A では高さが異なる場合（図 2.22(c), (f)）では、塔屋の高さに関わらず屋根面全体が同時に変動するモードが支配的であり、屋根面に円錐渦が生じていないか、生じていてもその影響は小さいと言える。実際に配置 A の風向 45°でのピーク風圧係数は、図 2.7(a)に示したように、他の配置パターンに比べると絶対値が小さい。

2.4.2 軒の出が外圧に与える影響

(a) 風圧係数の時系列波形

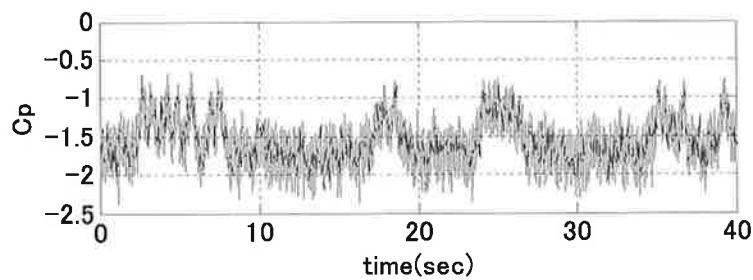
陸屋根の屋根面に生じる円錐渦については、河井ら¹¹⁾や谷池ら¹⁴⁾によって詳細に調べられてきた。円錐渦に関する興味深い現象の一つに「スイッチング」と呼ばれる現象がある^{15), 16)}。これは一様流中において、屋根面に生じた 1 対の円錐渦が定常的に存在するのではなく、風上稜線上に位置する淀み点の不安定性に応じて左右の圧力レベルが入れ替わるとされている。また、可視化実験では一方の渦が存在する時には他方の渦が見えなくなるといわれている¹⁶⁾。

本実験で得られた、一様流中・風向 45°における測定点 26（屋根周縁部の点）での風圧係数の時系列波形を図 2.23 に示す。軒の出が無い場合（図 2.23(a)）では、河井ら¹¹⁾の示したような圧力レベルが不安定に変化する現象が見られた。しかし、軒の出が長い場合（図 2.23(b)）ではそのような現象は明確には見られず、ランダムな変動に近いものとなっている。乱流中では（図 2.23(c), (d)）では、軒の出にかかわらず風圧係数がランダムに変動しており、パルス状の負圧のピークが生じている。少なくとも乱流中では、図 2.8(b)に示したように軒の出による明確な圧力変動の違いは見られなかった。

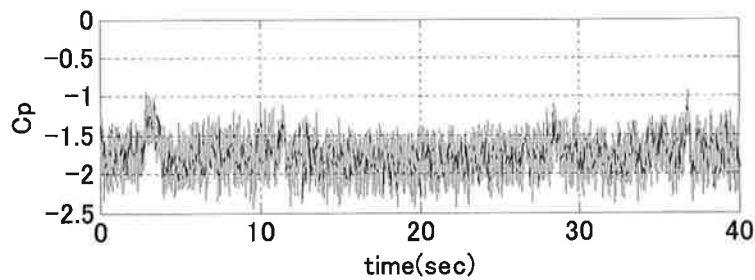
(b) 軒の出が円錐渦に与える影響

時系列波形において明確な違いが見られた一様流での結果について、POD 解析を行った。軒の出が無い場合と、40mm の場合の 1 次の固有モードとその寄与率を図 2.24 に示す。図中には軒の稜線から 13°傾いた線もあわせて示す。これは河井ら¹⁷⁾が、平均風圧係数の分布がこの線上に位置することを示しているためである。軒の出がない場合では、13°の線よりも内側にモードが逆転する領域が見られるが、軒の出がある場合にはその領域が線上に位置する。つまり、軒の出がある場合には円錐渦が発生していると考えられる部分がより軒の稜線側によっていると考えられる。小野ら¹⁸⁾によると円錐渦がスイッチングする際には、屋根面に鉛直上向きの渦が生じそれと円錐渦が干渉することにより、円錐渦の圧力レベルが回復するとしている。軒の出がある場合の円錐渦が軒側に寄って生じているとすると、この鉛直上向きの渦と円錐渦の干渉が生じにくくなり、結果として図 2.23(b)に示したよう

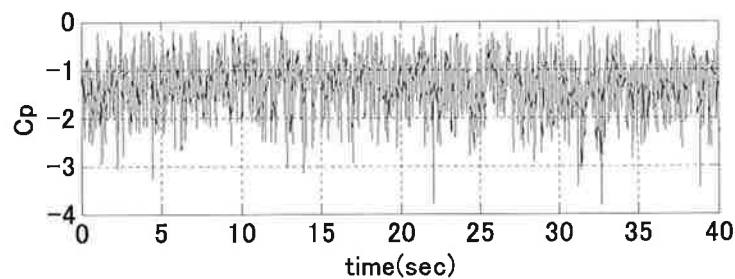
に、圧力レベルの入れ替わりが明確なものではなくなったのではないかと考えられる。また寄与率は軒の出が有る場合よりも小さい値となったが、対称なモードが 1 次モードとなっていることから少なからず円錐渦のスイッチングは発生しており、ピーク風圧係数としてみた場合では軒の出の無い場合とほぼ同程度の値となったのではないかと考えられる。



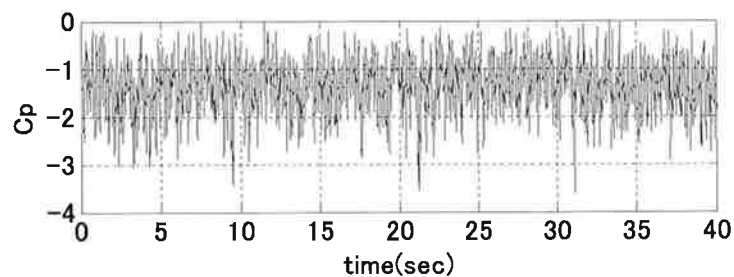
(a) 軒の出なし、一様流



(b) 軒の出 40mm、一様流



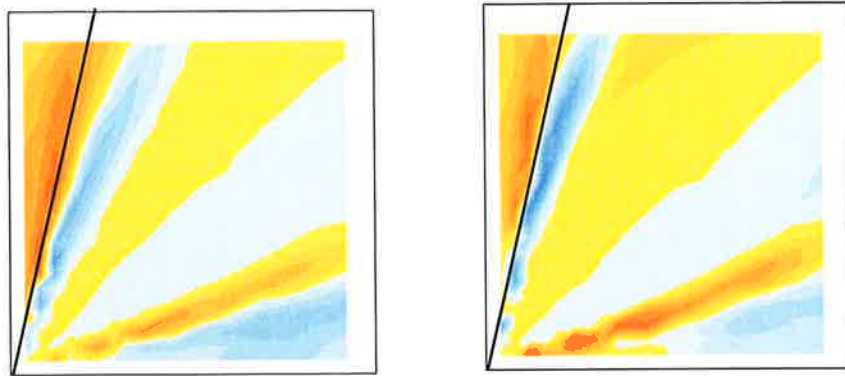
(c) 軒の出なし、乱流



(d) 軒の出 40mm、乱流

図 2.23 風圧係数の時系列波形(風向 45°)





(a) 軒の出なし, 寄与率 47%

(b) 軒の出 40mm, 寄与率 18%

図 2.24 POD 解析によって得られた圧力変動の 1 次の固有モード(一様流, 風向 45°)

2.4.3 パラペットが外圧に与える影響

パラペットの厚さによって明確な違いが見られた風向 40°の場合について、POD 解析を行った。パラペット無しの場合とパラペットの高さ H_p が 0.3m, 1m の場合の圧力変動の 1 次モードを図 2.25 に示す。いずれのパラペット高さにおいても、パラペットの厚みが薄い場合 (図 2.25(a), (b)) には左右対称なモードが支配的であるが、パラペットの厚みが厚くなると (図 2.25(e), (f)) 左右逆対称なモードが卓越してくる。パラペットの無い場合 (図 2.25(g)) では左右対称なモードが卓越していることから、パラペットの厚みが厚い場合に円錐渦の影響が強くなると考えられる。パラペットの厚みが厚い場合には、軒先で剥離した流れがパラペットの上面で円錐渦となるが、厚みが薄い場合では軒先からの剥離流が明確には渦を形成せず、後方に流れていく影響の方が強くなるためだと考えられる。

同様に古市ら¹⁹⁾がパラペットの厚みに対する考察を行い、その影響はあまり無いとしているが、古市らの行った実験はもともと左右逆対称なモードが卓越する正方形断面であったため、円錐渦の生じる状況の違いが明確には現れなかったと考えることができる。

また、パラペットの高さによる違いを比較すると、パラペットが薄い場合 (図 2.25(a), (b)) には、モード形状がほとんど変わらないが寄与率が大きく異なっている。つまり、パラペットが高くなったために風上部分からの全体的な剥離の影響が強くなり、左右対称なモードの影響が大きくなっているといえる。結果として図 2.9(e)で見られたように、最小ピーク風圧係数の値は低減されないか、むしろパラペット高さが低い場合よりも強くなっているのではないかと考えられる。一方でパラペットの厚さが厚い場合 (図 2.25(f)) では、明瞭ではないが左右逆対称のモードが卓越している。パラペット上面において円錐渦が発生している状況を想定すると、円錐渦の生じる高さが屋根面から離れていると考えられ、その結果、図 2.9(e)に示したように最小ピーク風圧係数の絶対値は他の場合よりも小さくなったと思われる。

このようなパラペットの厚みと高さによる影響は、1 次の固有モードが左右対称な分布となる長方形断面においてのみ見られると考えられ、左右逆対称なモードが卓越する正方形断面の場合には明確には現れないか、異なる傾向となる。

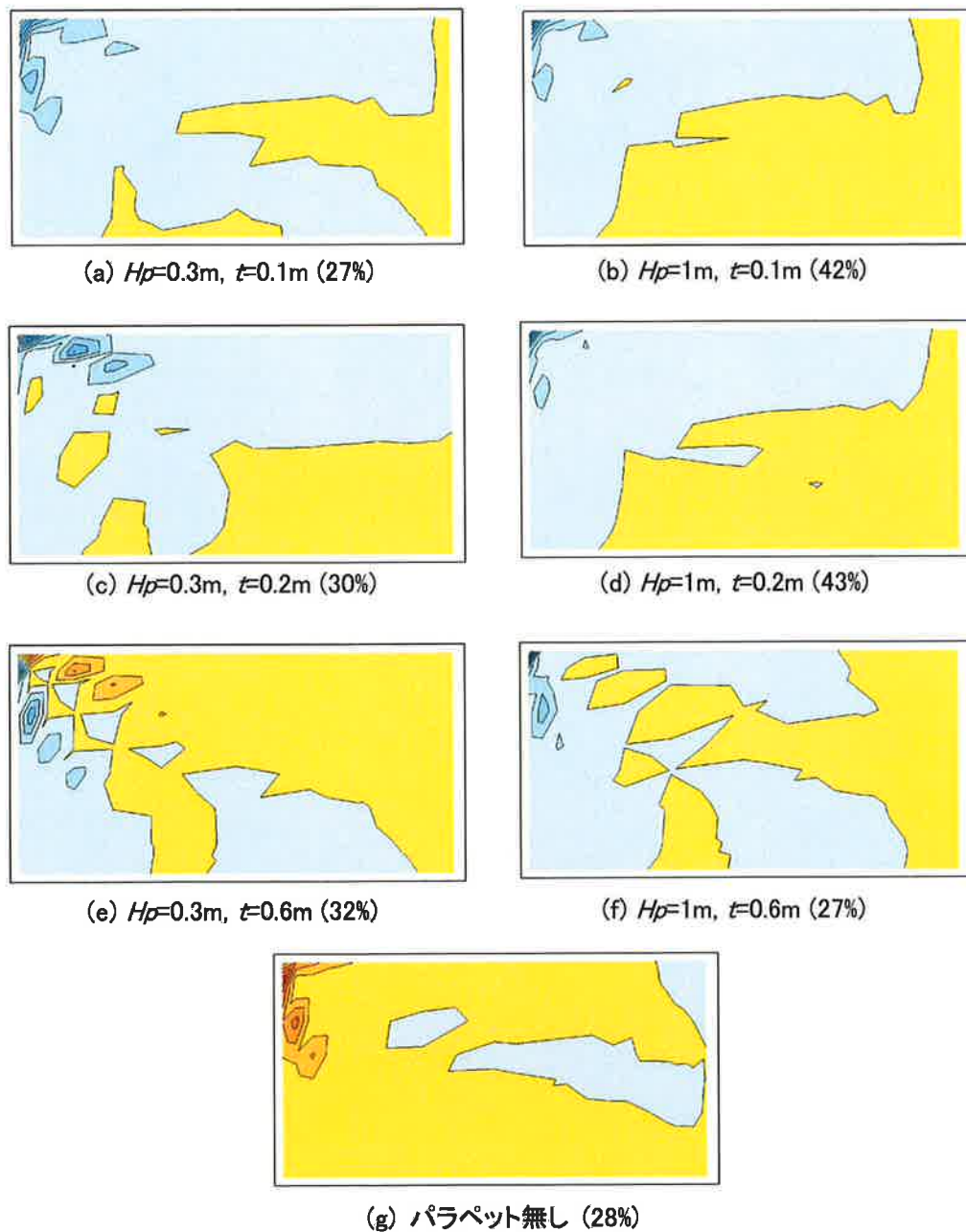


図 2.25 POD 解析によって得られた圧力変動 1 次の固有モード(風向 40° , カッコ内は寄与率)

2.4.4 屋上付帯物が屋根面の荷重に与える影響

前節までの考察を元に、ここでは屋上付帯物が屋根面の荷重に与える影響について整理する。実際に生じている現象が異なっている、最小ピーク風圧係数によって決定される風荷重に与える影響が小さいならば、それらの要素を除外することにより簡易にかつ適切な荷重設定を行えるはずである。

(a) 屋上塔屋が風荷重に与える影響

屋上塔屋が屋根面の風荷重に与える影響について、塔屋の高さと幅の変化とピーク風圧係数の関係を図 2.26 に示す。このピーク風圧係数は全風向、全測定点中の最大値および最小値である。最大ピーク風圧係数は、塔屋近傍の屋根面に作用する正圧の強さは、塔屋の幅ではなく、高さに依存すると考えることができる。なお、今回の実験では、ピーク風圧係数の最大値は 2.8 であった。

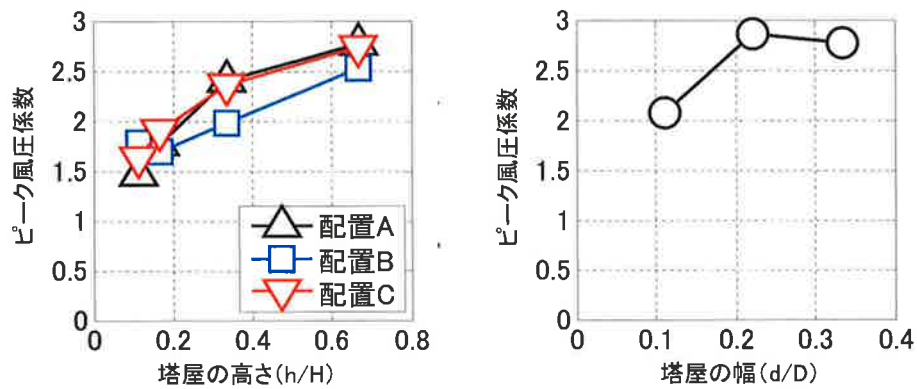
陸屋根の正の風荷重は現在の建築基準法や建築物荷重指針⁷⁾では検討不要ということになっている。しかし塔屋がある場合には、屋根面に作用する正圧は決して小さくはない。一般に室内圧が負圧となることを考えると、塔屋のある屋根面には両者の合力として大きな正の荷重が作用することに注意する必要がある。また積雪荷重とは異なり日本国内のいかなる地域においても、正圧風荷重に対する検討をしなければならない。

最小ピーク風圧係数では、塔屋の高さが変わるに伴いピーク風圧係数が大きく変化するが、その傾向は塔屋の配置によって異なる。また図 2.21 に示したように塔屋近傍の屋根一般部での負圧が強くなることにも注意する必要がある。一方、塔屋の幅が変わってもピーク風圧係数の値はほとんど変化しない。このことから最小ピーク風圧係数は、塔屋の形状よりも配置パターンの影響を強く受けるといえる。

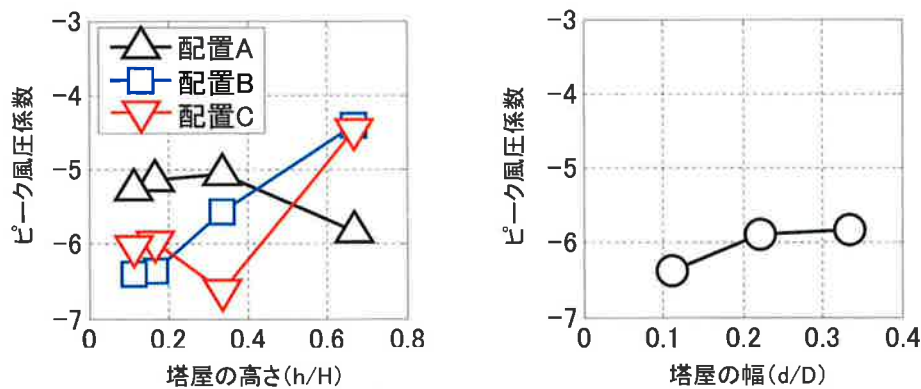
(b) 軒の出が風荷重に与える影響

今回の実験では、乱流中においては軒の出がピーク風圧係数に与える影響は見られなかった(図 2.8)。用いた模型は、軒の出と建物の見つけ幅の比が 1/6 であり、軒の出の大きさとしてはかなりの長さを想定している。したがって、一般的な建築物においては軒の出があることによって屋根面の風荷重が特に変化することは無く、その影響を考える必要はない。

しかし、軒そのものには裏側から壁面と同程度の風圧が作用することが報告されており²⁰⁾、屋根面の負圧と合わせると非常に大きな荷重が作用することに注意する必要がある。また、軒部分から屋根仕上げ材の裏側に風圧が伝達するような状況では、設計荷重を大きく上回る荷重となる。



(a) 最大ピーク風圧係数と塔屋の形状



(b) 最小ピーク風圧係数と塔屋の形状

図 2.26 塔屋の形状とピーク風圧係数の関係(全風向、全測定点中の最大および最小値)

(c) パラペットが風荷重に与える影響

パラペットが屋根面の風荷重に与える影響については、いままでに数多くの研究がなされてきた^{21), 22), 23)}など。その結果 Euro Code⁶⁾など一部の規基準では、パラペットが有る場合に屋根面の風荷重を低減することができるとしている。ところが、本研究においてはパラペットが高く、厚みが厚い場合においてのみ屋根面の風圧が低減されていた。これについて前節の考察において建物の断面形状による影響が強いという結論を得た。

そこで、過去の研究と本実験で得られた結果の比較を行った。その結果を図 2.27 に示す。図中赤で示したものが正方形断面の結果であり、青で示したものが辺長比 2 : 1 の長方形断面の結果である。正方形断面ではパラペット高さが高くなるにつれ、最小ピーク風圧係数は低減されているが、長方形断面ではほとんど低減されていない。

したがって、パラペットによる風荷重の恩恵を受けるのは正方形断面あるいはそれに近い一部の形状だけであり、一般的にはパラペットがある場合でも屋根面の風荷重は低減されないと考えられる。ただし、図 2.9 で見られたようにパラペットの厚みが厚い場合には、屋根面の荷重を低減できる可能性がある。

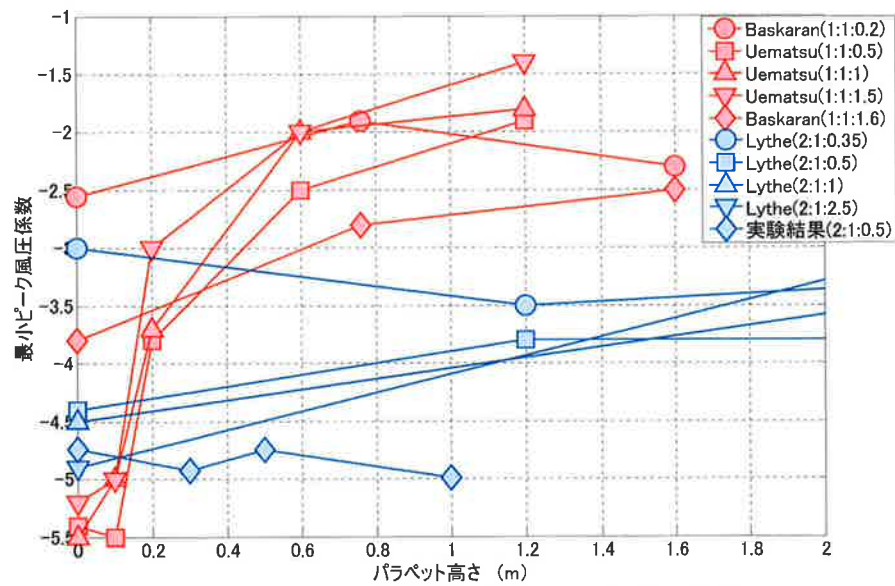


図 2.27 パラペット高さで最小ピーク風圧係数の関係
(本研究での実験結果と既往の実験結果^{21), 22), 23)}との比較)

2. 5 まとめ

実在の建築物において、屋根面が完全に平らであることは稀であり、何かしらの付帯物があると考えるべきである。それらが屋根面の風荷重に対しどのような影響を与えるかを、屋根部材の設計用風荷重を検討する際に考慮しなければ、現実に応じた風荷重の設定を行うことはできないと考えられる。本章では、よく用いられる形状として塔屋、軒の出、パラペットの 3 パターンについて風洞実験に基づき、風荷重への影響の定量的な評価を行った。また、風圧実験で得られた風圧係数に対する荷重効果について TVL 法を用いた時間平均と、幾何的な面平均値の比較を行いそれらの差異を考察した。以下に得られた知見を示す。

- 1) TVL 法で求めた平均化時間を用いた時間平均を行ったピーク値と、面平均を行って得られたピーク値を比較すると、面平均によるピーク値の方がやや絶対値が大きい。これは屋根面の圧力変動が、壁面に比べて周囲との相関が低いためであり、TVL 法で求められる限界周期の 1/2 を平均化時間とすることにより、面平均値とほぼ同等のピーク値となる。
- 2) 屋上塔屋がある場合には、陸屋根の屋根面においても比較的強い正圧が生じる。この正圧は塔屋の高さが高いほど強くなる。一方、屋根面に作用する負圧は塔屋の大きさに寄らず、塔屋の配置によって異なる。その際、隅角部以外の周縁部分や塔屋近傍において強い負圧が生じる。
- 3) 軒の出は風上隅角部から生じる円錐渦の発生位置に影響を与え、軒の出が長い場合には円錐渦が通常よりも軒側に寄って生じる。しかし屋根面の風荷重には影響を与えない。

ため、屋根材の設計用風荷重を決める際には考慮する必要は無い。

- 4) パラペットは、高さが高くなっても建物形状が長方形断面の場合には荷重の低減効果が明確にはみられない。長方形断面の場合では、もともと左右対称の圧力変動モードが卓越しており、パラペットの高さが高くなると、その変動が強調されるためであると考えられる。逆にパラペットの厚みが厚い場合や正方形断面の建物など、圧力変動が左右逆対称のモードが卓越しているときには、パラペットの高さが高くなるにつれ屋根面の荷重が低減されると考えられる。

参考文献

- 1) T.V. Lawson: Wind effects on building Vol.1, 2, Applied Science Publishers LTD, 1980
- 2) J.D. Holmes: Equivalent time averaging in wind engineering, 9th International Conference on Wind Engineering, 1995, pp.1849-1858
- 3) Y. Uematsu, N. Isyumov: Wind pressures acting on low-rise buildings, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 82, 1999, pp.1-25
- 4) C.W. Newberry, K.J. Eaton, J.R. Mayne, The nature of gust loading on tall buildings, 2nd International Conference on Wind Effects on buildings and structures, 1967
- 5) Y. Uematsu, N. Isyumov: Peak gust pressures acting on the roof and wall edges of a low-rise building, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 77&78, 1998, pp.21-231
- 6) European Prestandard ENV 1991-2-4, EUROCODE 1: Basis of design and actions on structures, Part 2.4: Wind actions, 1994
- 7) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 2004
- 8) J. X. Lin, D. Surry: The variation of peak loads with tributary area near corners on flat low building roofs, Journal of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics 77&78, 1998, pp.185-196
- 9) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 1993
- 10) 大竹和夫: 高層建築物の外装材用ピーク風圧係数に関する研究 その 2) ピーク風圧の空間的広がり, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2001, pp.143-144
- 11) 河井宏允: 陸屋根に作用する風圧変動の特性について ―風圧変動の同時測定結果―, 第 14 回風工学シンポジウム, 1996, pp.557-562
- 12) 日野幹雄: スペクトル解析, 朝倉書店, 1977
- 13) 田村幸雄: 固有直交関数展開のランダム変動場への応用のすすめ, 日本風工学会誌 第 65 号, 1995, pp.33-41
- 14) 谷池義人, 谷口徹郎, 武平俊秀, 奥田上総: 自然風中における立方体建物に作用する風圧特性, 第 16 回風工学シンポジウム, 2000, pp.321-326
- 15) 谷口徹郎, 谷池義人: 陸屋根面上の円錐渦に関する可視化風洞実験, 日本建築学会構造系論文集 第 488 号, 1996, pp.31-37
- 16) 谷池義人, 谷口徹郎, 両角達郎: 種々の陸屋根面上に形成される円錐渦のスイッチング現象解析, 第 15 回風工学シンポジウム, 1996, pp.305-310
- 17) 河井宏允, 西村元吾, 草柳拓人: 陸屋根上の円錐渦と負圧変動について, 第 13 回風工学シンポジウム, 1994, pp.149-154
- 18) 小野佳之, 田村哲郎, 片岡浩人: 低層構造物の陸屋根に作用する圧力特性に関する LES 解析―円錐渦の不安定性とそれに対する接近乱流の影響―, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2006, pp.141-142
- 19) 古市圭, 中村修治, 植松康, 世良昌也: 機械式固定防水システムの動風圧評価法に

- 関する研究（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，2007， pp.105-106
- 20) 山内豊英，谷口徹郎，谷池義人：中高層建築物における最上階の庇に作用する風圧力，日本建築学会大会学術講演梗概集，2007， pp.111-112
- 21) A.Baskaran, T.Stathopoulos, Roof corner wind loads and parapet configurations, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 29, 1988, pp.79-88
- 22) 植松康，世良昌也：パラペットを有する陸屋根に作用する局部風圧の変動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，2005， pp.167-168
- 23) G. Lythe, D. Surry, Wind loading of flat roofs with and without parapets, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 11, 1983, pp.75-94

第3章 壁面破損時の内圧特性と荷重評価

3. 1 序

外装材を設計する際には、外圧のみが注目され内圧に意識が向けられていないことが多い。ところが実際には内圧との差圧として荷重が与えられるため、内圧がどのような値になるかを軽視することはできない。多くの場合、内圧と表現された場合には室内圧を意味する。そのため居室などに直接面するサッシなどの壁面の外装材に関しては、内圧の影響が理解されやすい。一方屋根面では、防水シートや瓦などには、直接室内圧が作用することはないと考えられる。しかし工場建屋などでは、屋根葺き材が直接室内に面していることは少なくない。また、こうした場合でなくても外装材の裏側の空間がどのような状態になっているかを把握することは重要である。

建築物荷重指針¹⁾では、閉鎖型建築物の内圧変動の効果を表す係数として0（外圧が負圧のとき）または-0.5（外圧が正圧のとき）としている。外装材が台風などに対し健在であれば、室内圧としてこれらの値を用いて設計すれば十分であると考えられる。しかし飛散物の衝突や経年劣化などによる耐力の低下などの要因により外装材が損壊し、卓越開口（外装材に生じた欠損）が発生する可能性は決して低くはない。

外装材に卓越開口が生じた際の内圧の変動については、すでに様々な理論に基づくモデルが示されている。ここでいう卓越開口は、もともと建物に存在している隙間の総面積に対し2倍以上の面積を持つ開口であり、この場合内圧の変動は外圧変動の影響を無視できない²⁾。最も有名なものは、Holmes³⁾が示した、開口部分の空気塊の運動についてヘルムホルツ共振を用いてモデル化したものである。Sharmaら⁴⁾はこのモデルの計算結果とCFDや風洞実験結果と比較し、開口部分の摩擦の影響を考慮したモデルを提案した。別のアプローチとして、Liuら⁵⁾は非圧縮性の非定常型ベルヌーイの定理を用いて開口部の流れのモデル化を行った。しかし、後にVickery⁶⁾がLinらのモデルの有効長さの定義について異論を述べている。Vickery自身は開口部を通過する流れが、本来であれば非定常な流れになることを指摘し、それに基づくモデルを提案している^{2),7)}。

外装材に開口が生じると、内圧はオーバーシュートと呼ばれる大きな変動が生じた後、外圧変動とほぼ同様の変動となる。Stathopoulosら⁸⁾はLiuらのモデルを用いて、風洞実験結果と比較し内圧のオーバーシュートによるピーク値よりも、その後の圧力変動におけるピーク値の方が大きくなることを示した。しかし、室内容積や開口の大きさ、圧力損失係

数、有効長さなど内圧のオーバーシュートに関するパラメータの組み合わせは無限に在り、内圧のオーバーシュートによるピーク値がその後の圧力変動を上回る可能性はある。また Vickery²⁾が指摘したように、自然風中における状況は非定常であるため、風洞実験や CFD など決定したパラメータが実際の現象に即したものであるかの判断は難しい。

非定常な状況での結果と比較するため、Ginger⁹⁾らは実スケールに近い大きさの模型を用いて開口が存在する場合の内圧を計測し、Holmes のモデルと比較を行っている。その結果、圧力損失係数が理論的に示されていた値よりもはるかに大きい場合に、実験結果と一致することを示している。一方で大熊ら¹⁰⁾や上田ら¹¹⁾によると、実スケールやそれに近い大きさの建築物においても内圧のオーバーシュートが発生することが指摘されており、こうした場合の各パラメータに関する検討が重要であると考えられる。

そこで、実スケールに近い 2.5m 角の立方体模型を自然風中に設置し、強風時に開口を瞬間的に発生させた状況での内圧を計測した。その結果と Holmes のモデルとの比較を行い、開口が生じる過程を再現するために、開口が生じる時間や有効長さに関して考察を行った。またその結果に基づき、内圧のオーバーシュートを一意に評価できる方法を提案し、外装材設計における開口発生時の内圧の評価を行った。

3. 2 野外実測

3.2.1 実測概要

自然風中に設置した大規模立方体模型を用いた野外実測について示す。計測は 2007 年 1 月 7 日の低気圧通過に伴う強風下で行った。計測は立方体の屋根面、天井面および壁面を対象に行ったが、ここでは開口が生じることにより室内の圧力変動がどのように変化するか注目する。

(a) 大阪市立大学耐風構造実験所

実験を行った大阪市立大学耐風構造実験所は、大阪北港の埋立地である舞洲の西端近くに位置している。実験所周辺には北北東約 200m 離れた位置に低層の建築物がある以外は障害物となるような構造物は存在せず、西側と南側には海が間近に迫り、北側が更地となっている。建築物荷重指針¹⁾によると、実験所およびその敷地周辺の粗度は粗度区分 I あるいは II に相当すると考えられる。実験所敷地位置図を図 3.1 に、舞洲の全景写真を写真 3.1 にそれぞれ示す。

実験所には図 3.2 に示すとおり 5 体の模型があるが、本章では敷地中央の立方体模型を対象とした。



図 3.1 実験所敷地位置図



写真 3.1 舞洲全景

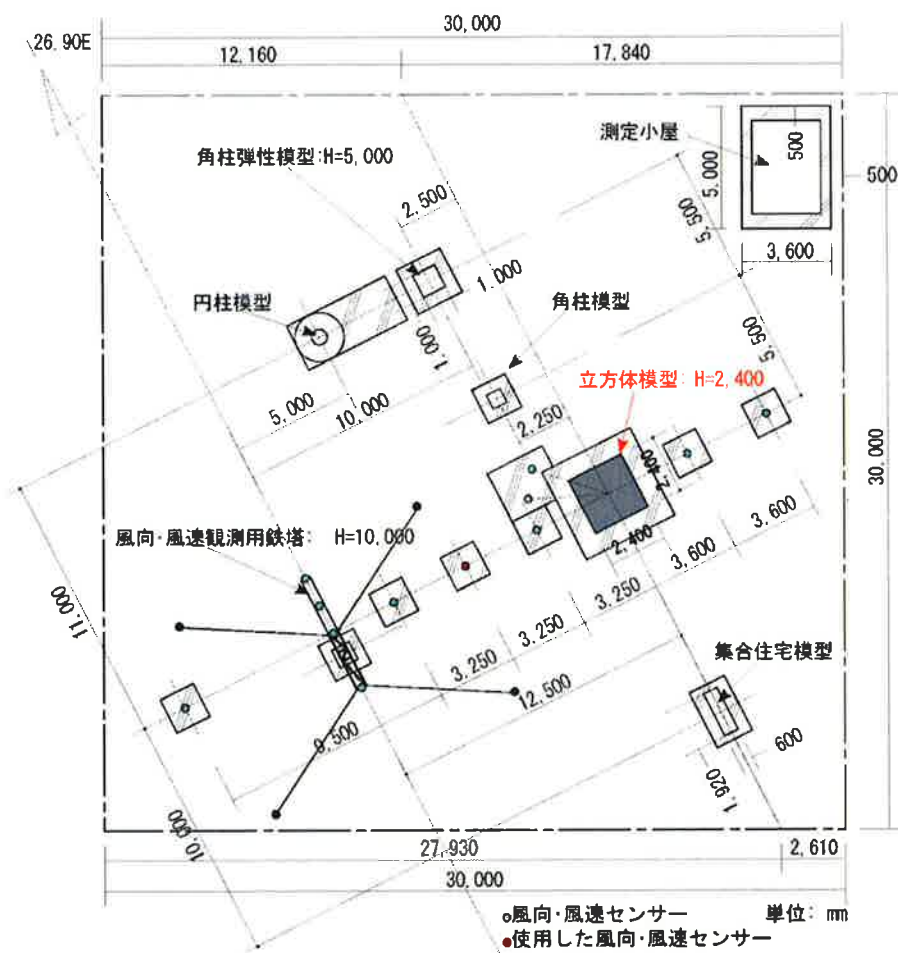


図 3.2 実験所配置図

(b) 大規模立方体模型

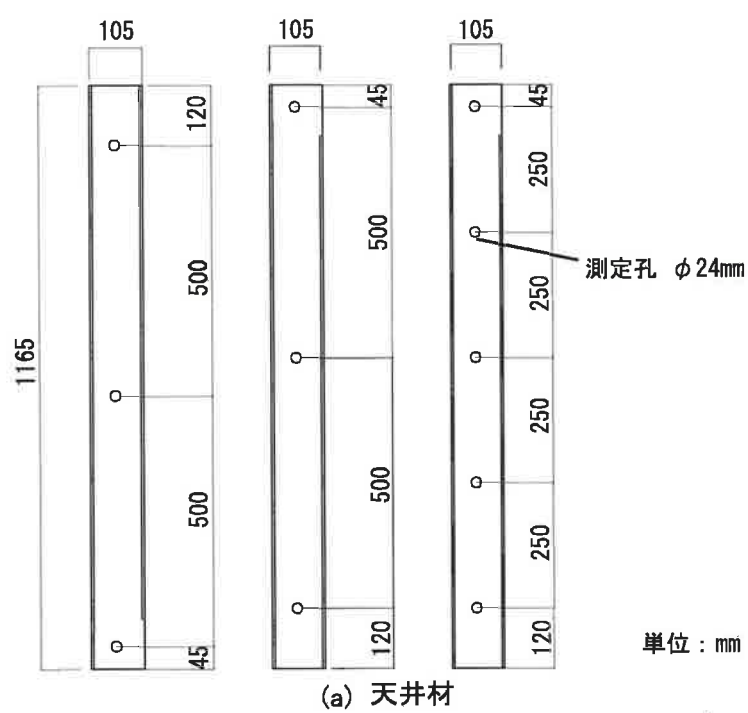
本章で対象とする模型を写真 3.2 に示す。模型は一辺 2.4m の立方体であり、鉄骨骨組みで、屋根および外壁には厚さ 5mm の建材用ポリカーボネート板を使用した。模型の内部には、天井材としてステンレス板を屋根面から 200mm 下の位置に設置し、内圧測定孔を鉛直下向きに設けた。天井材のステンレス板の取り付け状況の詳細図を図 3.3 に、写真 3.3 に示す。

風圧測定孔は図 3.4 に示したように屋根面に 52 点、天井面に 52 点、壁面 A に 5 点、壁面 B に 2 点の合計 112 点の測定孔(直径 24mmφ)を設けたが、本実測では図中の青色で示した 102 点の風圧測定孔を使用した。なお屋根面と天井面の測定孔の配置は、開口部の影響による風圧変動を測定できるように、模型の開口部付近を密にしている。また、この地域での強風時における風向頻度を考慮して、西に向いている壁面 A に一辺 200mm の正方形の開口部を設けた。

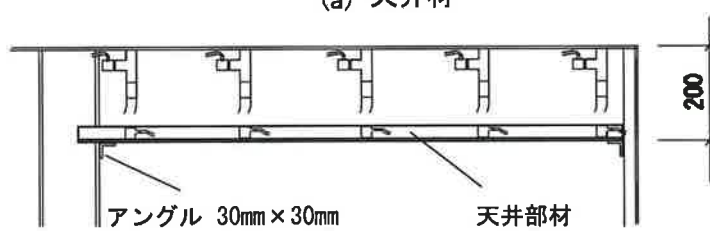
風圧測定孔の詳細図を図 3.5 に示す。壁面については雨水がビニールチューブに進入するのを出来るだけ防ぐため、風圧測定孔に直径 24mm の塩化ビニール製キャップを用い、ビニールチューブを上側に取り付けることとした。天井面では雨水の影響を考慮する必要は無いが、壁面と同様にステンレス板に塩化ビニール製キャップを取り付け測定孔とした。屋根面の測定孔では、雨水の進入を避けることが出来ないため、三つ又の塩化ビニールチューブを用いた。一方の口にホースを取り付け、水を張ったバケツにホースの先を差し込んでおくことで、密閉空間を作り、この空間内の圧力を外圧とした。これにより降雨時でも測定が可能となっている。



写真 3.2 立方体模型



(a) 天井材

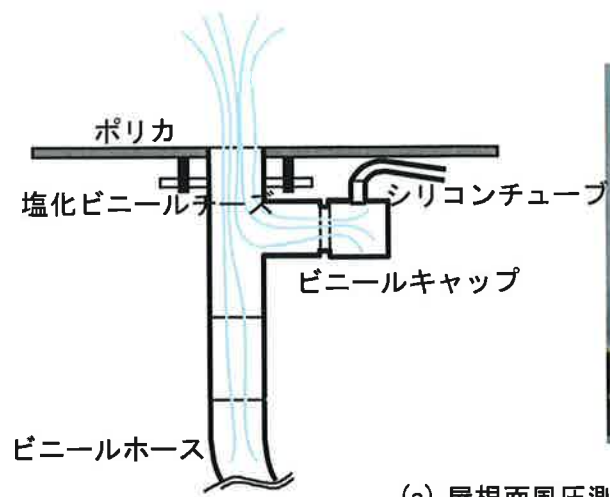


(b) 天井材設置状況

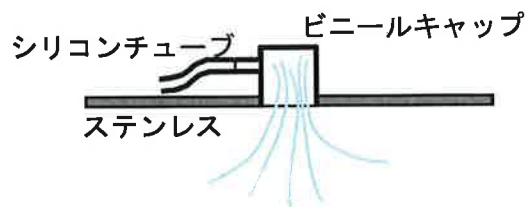
図 3.3 天井材詳細図



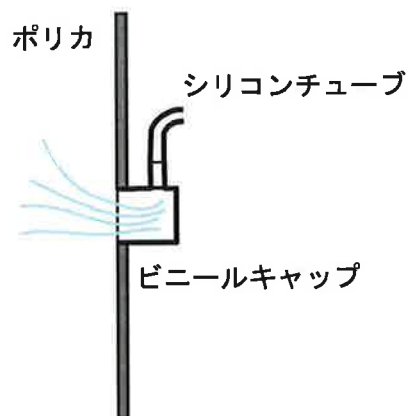
写真 3.3 天井材設置状況



(a) 屋根面風圧測定孔



(b) 天井面風圧測定孔



(c) 壁面風圧測定孔

図 3.5 風圧測定孔詳細

(c) 測定方法

測定システムの概略を図 3.6 に示す。測定項目は、基準風速および風向、屋根面および壁面の外圧、模型の内圧および基準圧としたマンホール内の絶対圧である。

基準風速および風向は、地上 2.5m に設置した超音波風速計で測定した。立方体模型の影響が少なく、できるだけ気流と風圧の同時性が確保できるように、立方体模型の西側壁面との距離が西へ 5.3m 離れている位置に超音波風速計を設置している。そのため一定時間以上の平均速度圧の算定、もしくは自然風の性状を評価することに対して、問題はないと考えられる。

図 3.7 に自然風計測概略図、写真 3.4 に立方体模型と超音波風速計の関係を示す。なお、模型と風向の関係は真北を風向 0°とし、時計回りに風向角が増加することとした。センサー部（カイジョー TR-61B）と風速計本体（カイジョー DA-600）を写真 3.5 に示す。

模型に作用する外圧は、各測定孔から内径 2mm、長さ 2m のシリコンチューブを介して模型内部に設置した風圧計（日本データインスツルメンツ XCAL4010DN）に伝えられ、基準圧との差圧として測定した。また、模型内の室内圧も基準圧との差圧として測定し、基準圧は絶対圧計（日本データインスツルメンツ XCA4-15AN）によって測定した。風圧計センサーと中継ボックスを写真 3.6 に示す。なお、基準圧は、立方体模型近傍の地中に設けた、直径 60cm、深さ 60cm のマンホール内の圧力とした。マンホールの写真を写真 3.7 に示す。

各計測器からの出力は、観測小屋内の A/D 変換ボード（コンテック AD16-16(98)EH）に接続し、A/D 変換処理を行い、デジタル値としてパーソナルコンピュータ内のハードディスクに記録した。A/D 変換ボードは、増設アダプタ（コンテック ATCH-16(98)）を用いることにより、最大 128ch の同時測定が可能である。本実測では、模型に作用する外圧 54ch、模型の内圧 47ch、マンホール内の絶対圧 1ch、風向・風速各 1ch、外気温 1ch の、合計 105ch の同時測定を行った。A/D 変換ボードの写真を写真 3.8 に示す。サンプリングは、500Hz でデータ個数は 19,968 個（39.9 秒）とした。

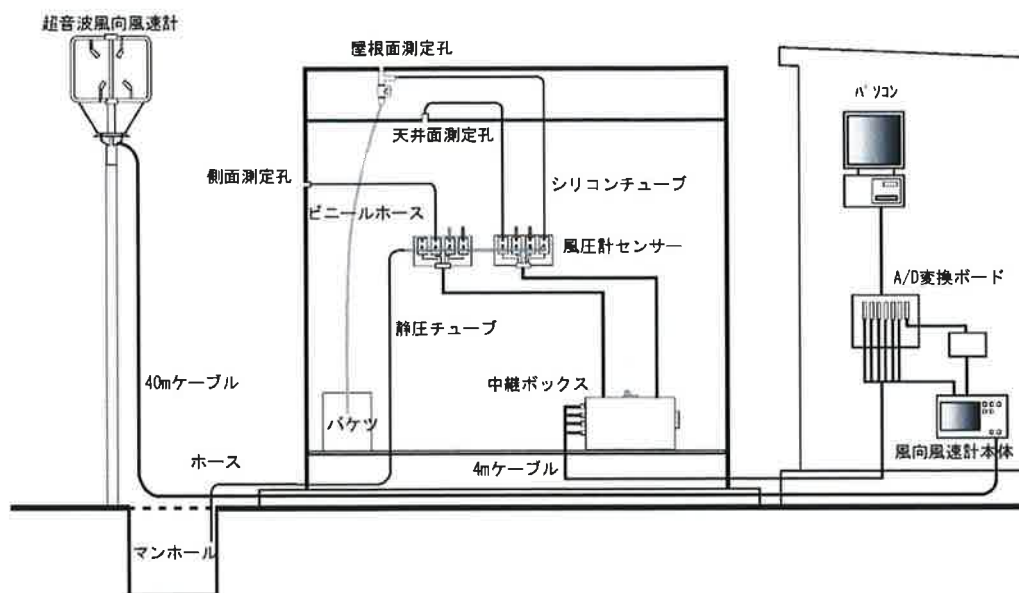


図 3.6 計測システム概略

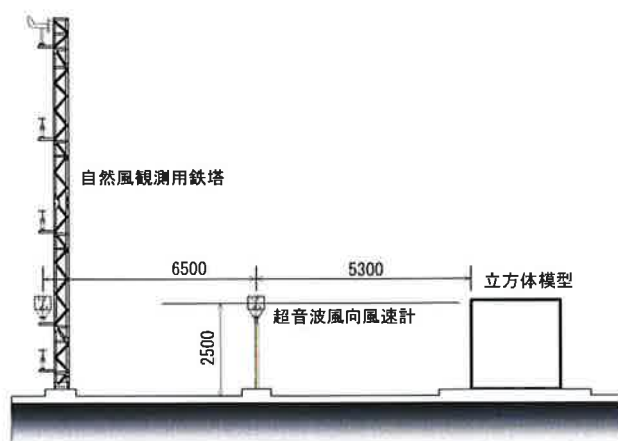


図 3.7 自然風計測概略図



写真 3.4 立方体模型と超音波風速計の位置関係



(a) 本体

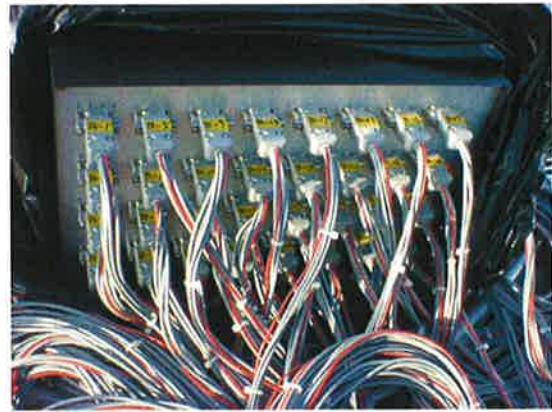


(b) センサー部

写真 3.5 超音波風向風速計



(a) 風圧計センサー



(b) 中継ボックス

写真 3.6 風圧計



写真 3.7 マンホール



写真 3.8 A/D 変換ボード

3.2.2 実験結果

実験開始から低気圧が通過し、風が弱くなるまでの2時間の間に全25回の計測を行った。本研究ではこれらのうち、室内圧の上昇幅が特に大きかったケース（Case1）と比較的小さかったケース（Case2）の2つを対象とする。また、ここでは図3.8に示す測定点のうち開口に最も近い外壁面の点をPoint A、天井面測定点のうち開口に最も近い点をPoint B、中央部付近の点をPoint C、開口から最も遠い点をPoint Dと呼ぶこととする。

Case1 および Case2 の風速、風向および Point A, B での風圧係数の時系列波形を図3.9に示す。横軸は開口を発生させた時刻を0秒として表示している。それぞれの計測時間（40秒間）内での平均風速は Case1 では7.9m/s、Case2 では11.7m/sであった。Point A, B での風圧係数は、実験で得られた風圧を平均風速から求めた速度圧で除することにより求めた。開口が発生した時刻の風向角はいずれのケースにおいてもほぼ -90° であり、開口のある面に正対する風向であった。開口発生後、Point B の値は急激に上昇するが、Point A（壁面外圧）の値を大きく上回ること無く、開口発生から約0.5秒が経過すると Point B の圧力変動は Point A とほぼ同じとなった。

図3.10に Point B, C, D での内圧の時系列波形の比較を示す。いずれのケースにおいても、時系列波形間に位相差は見られず、ほぼ同様の変動を示した。このことから、一辺2.4mの立方体の内部空間における内圧はほぼ一様に変動しており、Point B の圧力変動を内部空間全体の圧力変動の代表値とすることができると考えられる。

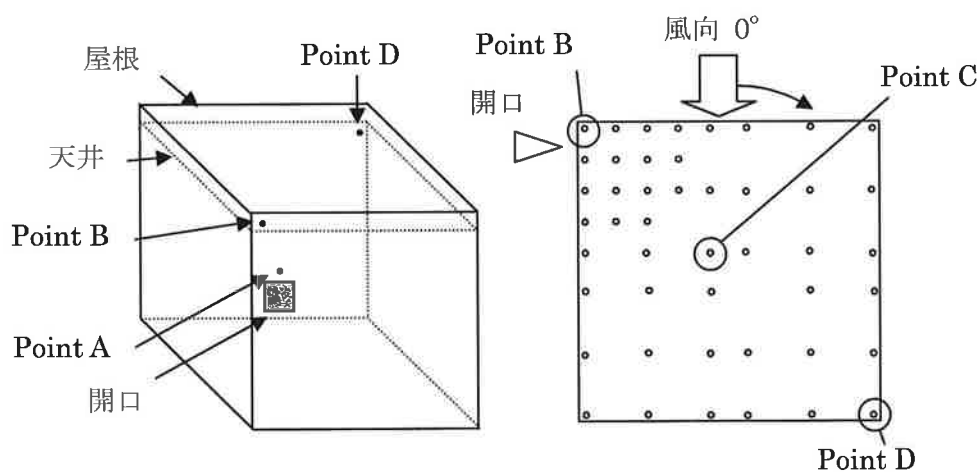
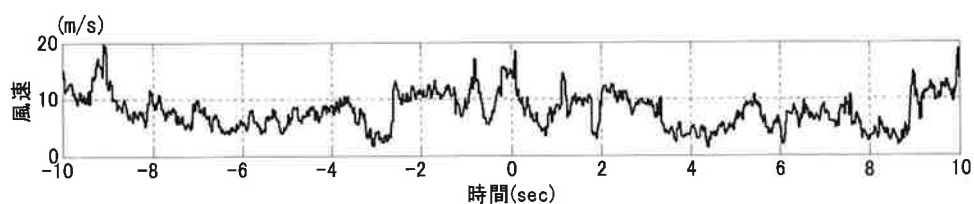
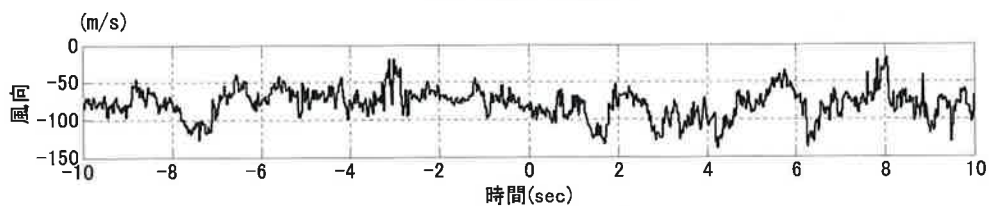


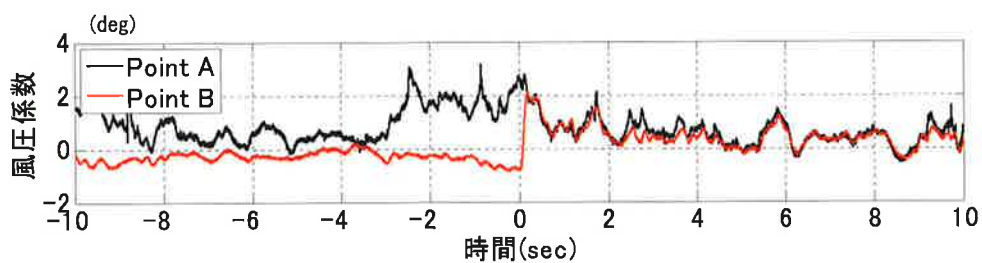
図3.8 開口および測定点配置図



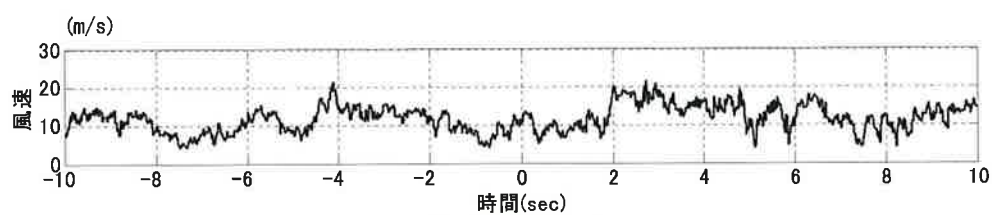
(a) Case1 の風速



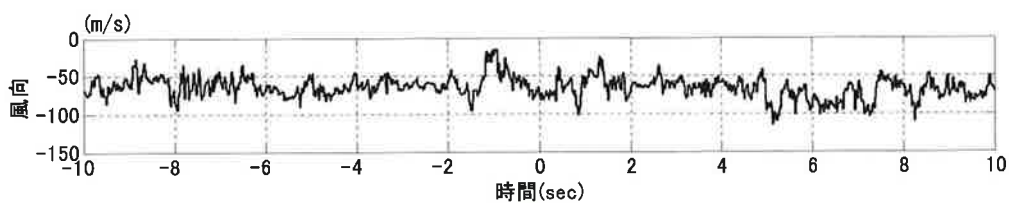
(b) Case1 の風向



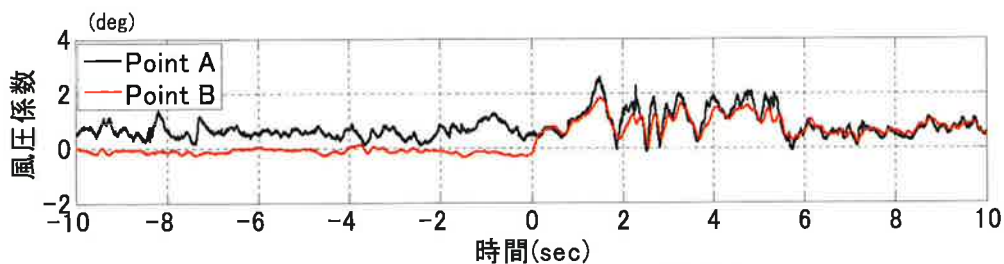
(c) Case1 の Point A, B での風圧係数



(d) Case2 の風速



(e) Case2 の風向



(f) Case2 の Point A, B での風圧係数

図 3.9 実験で得られた時系列波形

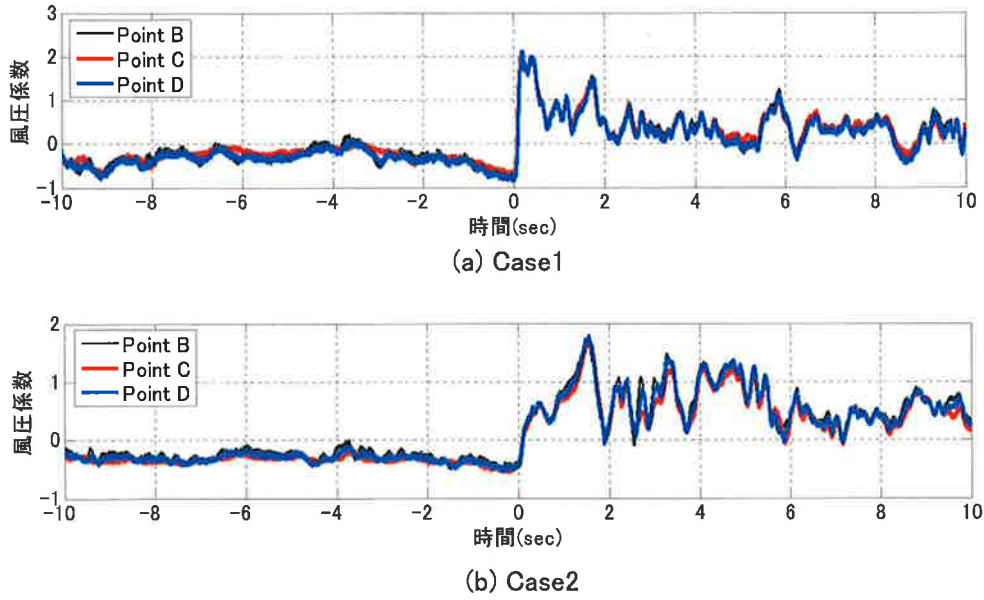


図 3.10 内圧の時系列波形の比較

3. 3 内圧変動の予測式

3.3.1 既往の方法による予測

節 3.1 で述べたように隙間の影響を考えない場合の内圧変動の予測式は様々なモデルがこれまでに提案されてきた。本研究では、Ginger ら⁹⁾によってすでに自然風中での実験結果の比較が行われている Holmes のモデルを用いて実測結果との比較を行う。Holmes の提案した外圧変動と内圧変動の関係は、開口部の空気塊の運動方程式として式(3.1)で表される³⁾。

$$\rho_a l_e A_0 \ddot{x} + \frac{\rho_a A_0 \zeta}{2} |\dot{x}| \dot{x} + \frac{n A_0^2 P_0}{V_0} x = -(P_e - P_0) A_0 \quad (3.1)$$

ここで、 ρ_a は空気密度(=1.2kg/m³)、 l_e は空気塊の有効長さ(m)、 A_0 は開口面積(=0.04m²)、 ζ は圧力損失係数(=2.5)、 n は Politoropic 指数(=1.4)、 P_0 は大気静圧(=1.013×10⁵Pa)、 V_0 は室内容積(=13.82m³)、 P_e は外圧(Pa)を表す。計算を行うにあたり、各パラメータは実験条件に基づき括弧内の値とし、外圧は Point A の時系列データを用いた。有効長さ l_e は Vickery²⁾が示した式(3.2)の近似式に従って求めた。

$$l_e = l + \alpha \sqrt{A_0} \quad (3.2)$$

l は開口部分の奥行き(m)、係数 α は Vickery によると正方形開口では 0.86 となる。 l は開口面積の平方根に比べて十分小さいため無視できるものとした。式(3.1)を用いて Case1 および Case2 の内圧を予測した結果を図 3.11 に示す。式(3.1)の計算結果は実験結果に比べて内圧

が急激に上昇し、ピーク値も大きい。また、風圧変動がピークを示した後、空気塊の自由振動によるものと思われる変動が見られ、0.4 秒付近まで実験結果と異なる変動を示した。大熊らの提案するオーバーシュート率は、図 3.11 に示す開口発生前後の風圧係数の平均値の差 M と第一波の最大値 P の比として定義される¹⁰⁾。この定義を用いると、予測式による内圧変動のオーバーシュート率は実験で得られたものより大きく、過大評価になっていると考えることができる。

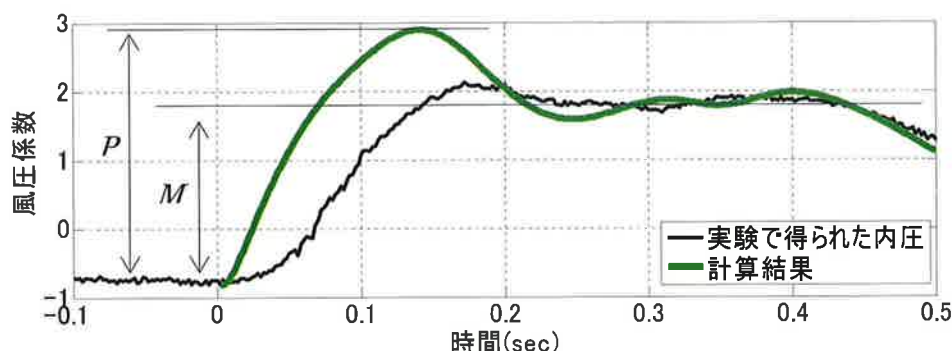


図 3.11 理論式を用いた実験結果の予測 (Case1)

3.3.2 開口時間の影響

前項でみられた理論式の予測値を改善するために、開口が発生時の状況についての考察を試みる。ここでは開口を発生させ始めた瞬間から、完全に開ききった瞬間までの開口が発生するのに要した時間を開口時間と呼ぶこととする。

実現象において突然開口が発生する場合、開口時間が完全に 0 とは考えられない。そこで図 3.12 に示したような 0 から 1 まで直線的に変化する関数 $\eta(t)$ を仮定し、一定の開口時間で開口が発生する状況を考える。ここで時間によって変化する開口面積を $A_0\eta(t)$ と表すと、式(3.1)は式(3.3)で表される。

$$\rho_a l_e \ddot{x} + \frac{\rho_a \zeta}{2} |\dot{x}| \dot{x} + \frac{n A_0 \eta P_0}{V_0} x = -(P_e - P_0) \quad (3.3)$$

空気塊の有効長さは式(3.2)を用いて時々刻々の開口面積を $A_0\eta$ より求め、 l_e も各計算ステップにおいて変化させながら計算を行った。

実験で得られた Point B (内圧) の時系列波形と、開口時間を 0、1、1.5 秒とした場合の計算結果を図 3.13 に示す。ここで開口時間を 0 秒としたものが、式(3.1)の計算結果に相当する。計測時の開口時間は約 0.1 秒であった。開口時間を考慮することによって、開口発生直後の内圧変動は比較的緩やかになり、開口時間が長くなるにしたがいピーク値も小さくなる。この傾向はいずれのケースにおいても見られ、開口時間を考慮することによって計算結果がより実験結果に近いものとなった。しかし計算結果のオーバーシュート率は、開

口時間を考慮に入れた場合でも、実験結果よりやや大きい。また、空気塊の自由振動によるものと思われる変動がこの計算結果においても見られ、図 3.11 と同様に 0.4 秒付近まで実験結果と異なる変動となった。

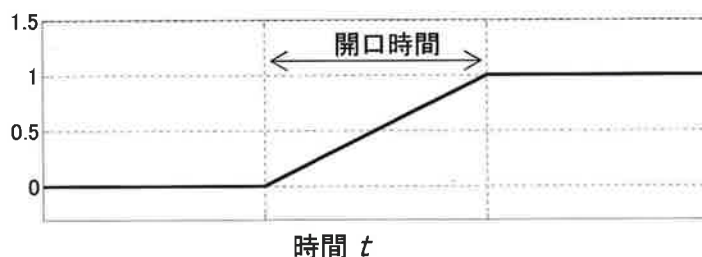


図 3.12 開口面積の時間変化を表す関数 $\eta(t)$

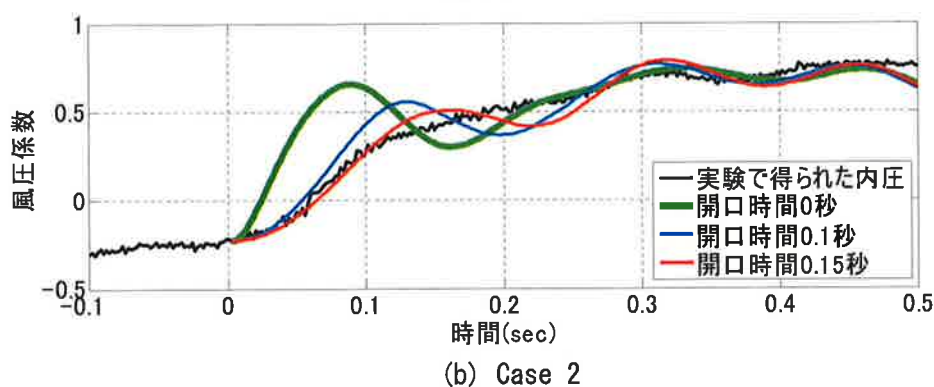
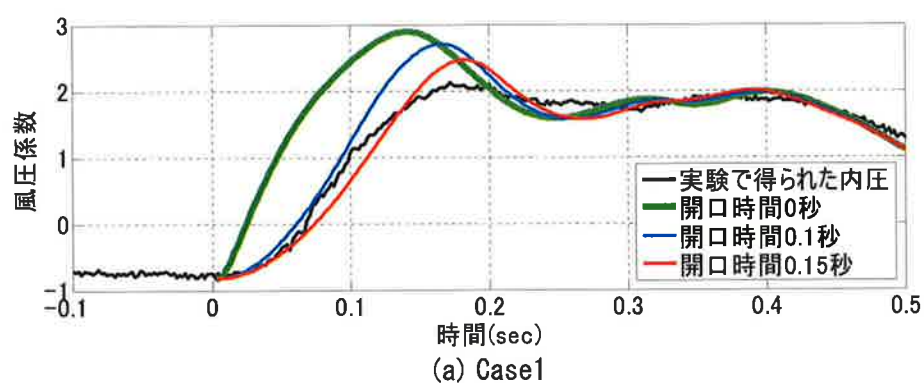


図 3.13 開口時間による風圧係数の時間変化の比較

3.3.3 有効長さの影響

非定常な空気の流れを考える場合、開口内外の圧力差は式(3.4)のように表すことができる²⁾。

$$P_i - P_e = -\rho_a \dot{v}_0 l_e - \frac{\zeta \rho_a v_0^2}{2} \quad (3.4)$$

ここで P_i は内圧を、 v_0 は開口を通り抜ける空気の色さを表す。圧力損失係数 ζ は流入する開口の形状によって決まるため一定の値となるが、今回の実験のように閉鎖空間に流入する場合、有効長さ l_e は自由空間に流出する場合を想定している式(3.2)の α の値とは異なると考えられる。

そこで有効長さによる影響について調べるために、外圧を一定の値とし、 α を変えた場合の式(3.1)の計算結果の比較を図 3.14 に示す。 α を小さくすると、開口部を流出入する空気塊の質量が小さくなるため、内圧の立ち上がりは早くなる。しかし式(3.1)のみかけの減衰定数は大きくなるため変動の幅は小さく、定常状態となるまでの時間は比較的短い。よって、有効長さを短くすることにより、図 3.11 および図 3.13 でみられた自由振動の影響が小さくなる可能性が高い。そこで有効長さについて式(3.5)の Vickery²⁾ の定義式を用いて考察を試みる。

$$l_e = \int \frac{A_0}{a(s)} ds \quad (3.5)$$

ここで $a(s)$ は流れに沿った距離 s における流れの断面積であり、流入風の広がりを表す。閉鎖空間に流入する場合、すなわち室内に流入した際の $a(s)$ は急激に広がるが、自由空間に流出する場合では周囲からの抵抗が小さいため、それほど変化しないと考えられる。したがって、自由空間に流出することを仮定した Vickery の提案値よりも閉鎖空間に流入した場合の有効長さは短くなると考えられる。ただし室内の規模が変化する場合や開口面積により、有効長さは変化する可能性があると考えられる。

式(3.2)の係数 α を 0.1 として、計算を行った結果を図 3.15 に示す。図 3.13 と比較すると内圧上昇時の傾向に大きな違いは見られないが、ピーク値は小さくなり、実験結果に近い値となった。また、定常状態に至るまでの変動性状は図 3.13 と大きく異なり、図 3.13 の結果よりも短い時間で Point B の風圧変動に近づく。よって閉鎖空間に流入する場合では有効長さを短く考えることが適切であると考えられる。今回対象としたオーバーシュート率に関する検討では、この結果の方がより精度が良いと考えられるため以降の検討では α を 0.1 とする。

この α を小さく見積もることは、式(3.1)のみかけの減衰定数を大きくすることを意味する。この結果は、圧力損失係数が理論的に示された値よりも大きい場合に自然風中での実験結果と Holes のモデルが一致したという Ginger ら⁹⁾ の結果とも一致する。

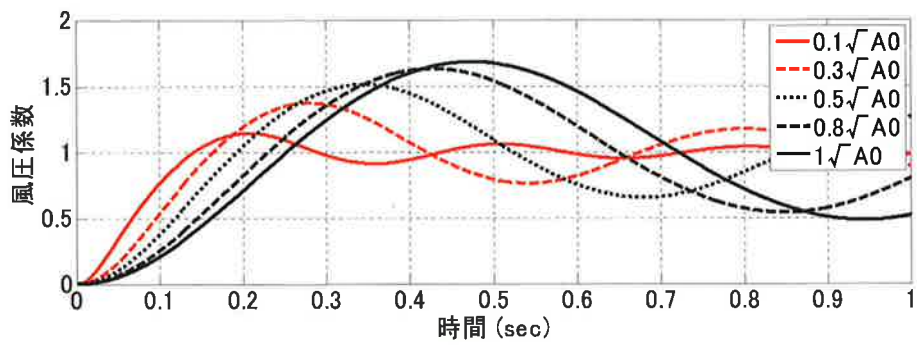
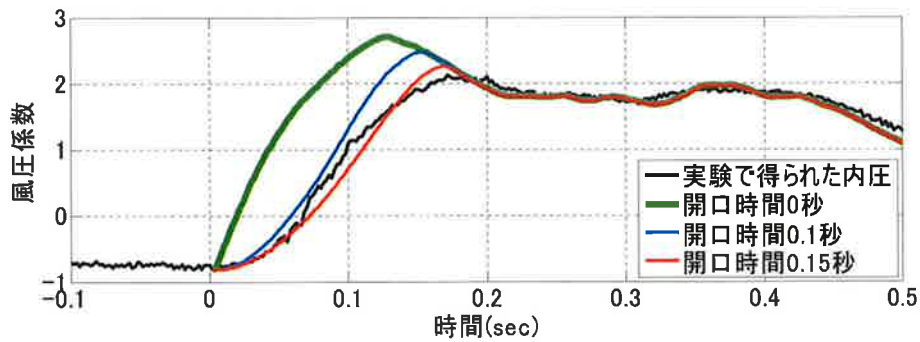
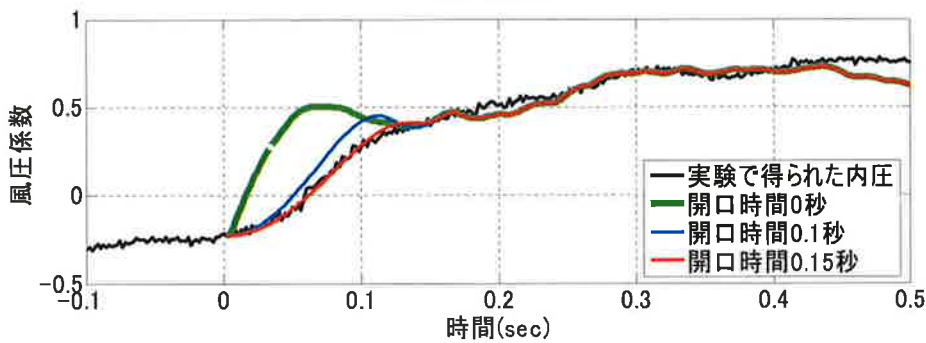


図 3.14 有効長さによる風圧係数の時間変化の比較



(a) Case1



(b) Case2

図 3.15 有効長さを $0.1\sqrt{A_0}$ とした場合の比較

3.3.4 予測式の提案

(a) 開口時間を 0 とした場合

実際の建築物では内圧のオーバーシュート率がどの程度になるかを想定できなければ、設計を行うことはできない。そこでまず開口時間を 0 秒とし、各パラメータを変化させることによりオーバーシュート率がどのように変化するかを調べた。表 3.1 に示した値を基本的な値として、建物規模や発生状況によって変化すると考えられるパラメータを変えて計算を行った。その結果を図 3.16 に示す。今回検討を行ったパラメータの範囲では、最も大きいオーバーシュート率は約 2 であり、オーバーシュート率は各パラメータの変化に従った 1 つの変曲点を持つ曲線となった。

これらの結果から、工場やドームなど大規模な内部空間を持つ建築物ではオーバーシュート率は比較的小さいが、室内容積の小さい建築物（マンションやオフィスなど内部が部屋として区切られている場合もここに含まれる）ではオーバーシュートの影響は無視できないといえる。また図 3.16(c)では、風速が小さい場合にオーバーシュート率が高い。これは、内圧の上昇幅が大きいため設計風速より低い風速で被害が生じる可能性があることを意味する。

ここで式(3.1)のパラメータを用いた式(3.6)で表される無次元量 γ を使ってオーバーシュート率の整理を試みる。

$$\gamma \equiv \frac{2n}{\zeta} \cdot \frac{P_0}{0.5\rho_a U^2} \cdot \frac{A_0 l_e}{V_0} \quad (3.6)$$

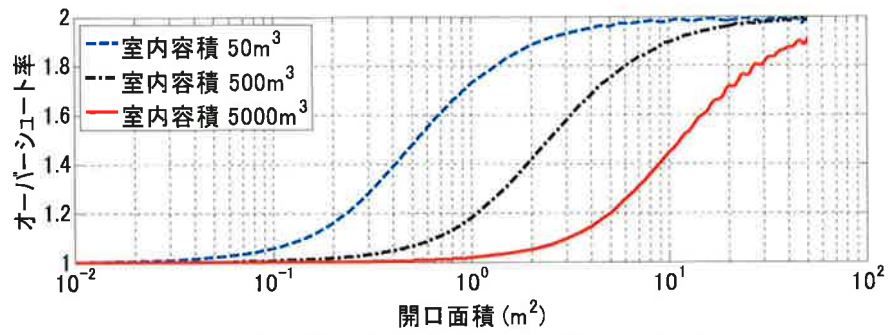
U は開口発生時の接近風の風速を表す。 γ は静圧 P_0 と動圧 $0.5\rho_a U^2$ の比と、空気塊と室内容積の体積比、圧力損失係数、Politoropic 指数により定義する。したがって、開口面積と室内容積の関係だけでなく、開口がどの程度の風速で発生するかについての検討も重要となる。

ここで γ についてさらに考察を行う。節 3.3 での考察と同様に式(3.1)を線形 1 自由度振動系と見た場合の質量、減衰係数、剛性に相当する部分をそれぞれ m 、 c 、 k 、固有角振動数を ω と考え、式(3.7)のように定義する。

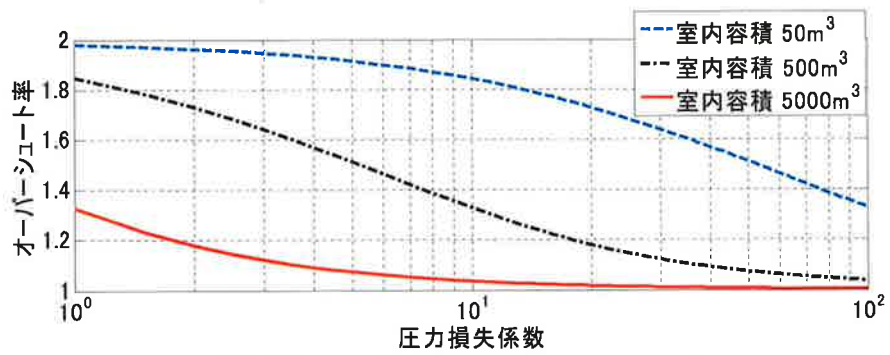
$$\begin{aligned} m &\equiv \rho_a l_e A_0 \\ c &\equiv \frac{\rho_a A_0 \zeta}{2} |\dot{x}| \\ k &\equiv \frac{n A_0^2 P_0}{V_0} \\ \omega &\equiv \sqrt{k/m} \end{aligned} \quad (3.7)$$

表 3.1 オーバーシュート率の検討に用いたパラメータ

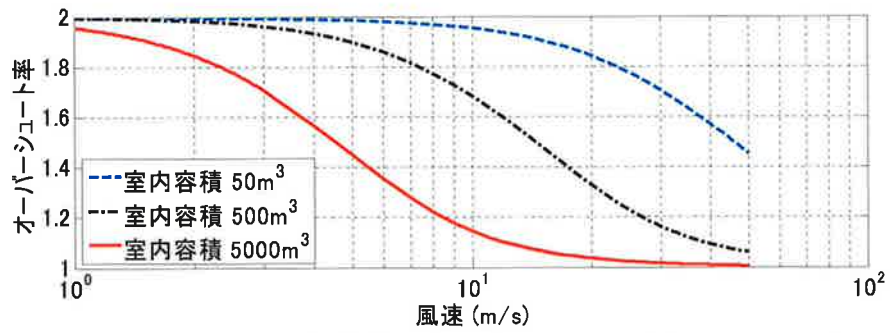
空気密度 ρ_a	1.25 kg/m ³
有効長さ l_e	0.1 $\sqrt{A_0}$
室内容積 V_0	50 m ³ , 500 m ³ , 5000m ³
開口面積 A_0	4 m ²
圧力損失係数 ζ	2.5
Politoropic 指数 n	1.4
大気静圧 P_a	1.013 $\times 10^5$ pa
風速 U	10 m/s



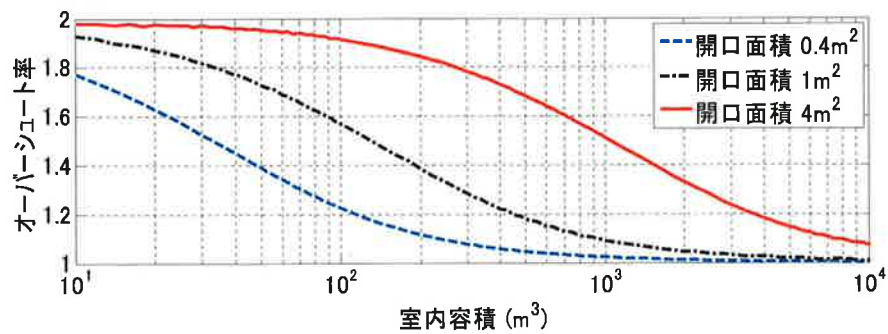
(a) 開口面積とオーバーシュート率



(b) 圧力損失係数とオーバーシュート率



(c) 風速とオーバーシュート率



(d) 室内容積とオーバーシュート率

図 3.16 各パラメータとオーバーシュート率の関係

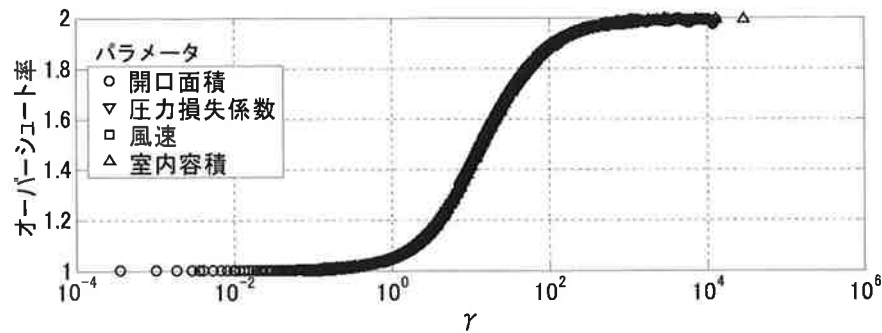


図 3.17 γ とオーバーシュート率の関係

これらを用いると、 γ は式(3.8)のように表すことが出来る。

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{m\omega}{c} \cdot \frac{|\dot{x}|}{\omega \cdot 0.5\rho_a U^2/k} \\ &= \frac{1}{2h} \cdot \frac{|\dot{x}|}{V_{st}}\end{aligned}\tag{3.8}$$

ここで h は式(3.1)を線形 1 自由度振動系と見たときの減衰定数、 V_{st} は静的な変位に基づく速度を代表する値と考えられる。すなわちここで提案した γ は減衰定数の逆数と、静的な変位に基づく速度と実際の応答速度の比の積として位置づけられる。

γ を用いて図 3.16 の各計算結果をまとめて図 3.17 に示す。いずれの計算結果もほぼ同一の曲線となり、オーバーシュート率は γ を用いて整理することが可能であると考えられる。 γ が 1 よりも小さい場合にはオーバーシュート率は 1 に近く、設計の際にオーバーシュートの影響を考える必要は無い。逆に γ が 100 を超える場合には 2 に近いオーバーシュート率となり、その影響は無視できない。

(b) 開口時間を考慮した場合

開口時間がオーバーシュート率に与える影響を図 3.18 に示す。図 3.15 でも見られたとおり、いずれの室内容積の場合でも開口時間が長くなると共に、オーバーシュート率は緩やかに減少する。開口時間を 0 秒とした時のオーバーシュート率が大きいほど開口時間による影響は大きい。

オーバーシュート率を γ で整理した場合の開口時間の影響を図 3.19 に示す。 γ が 1 よりも小さい場合では、開口時間の影響はほとんど無いが、 γ が 10 よりも大きくなると開口時間の長い方がオーバーシュート率は小さく、オーバーシュート率の最大値も小さくなる。

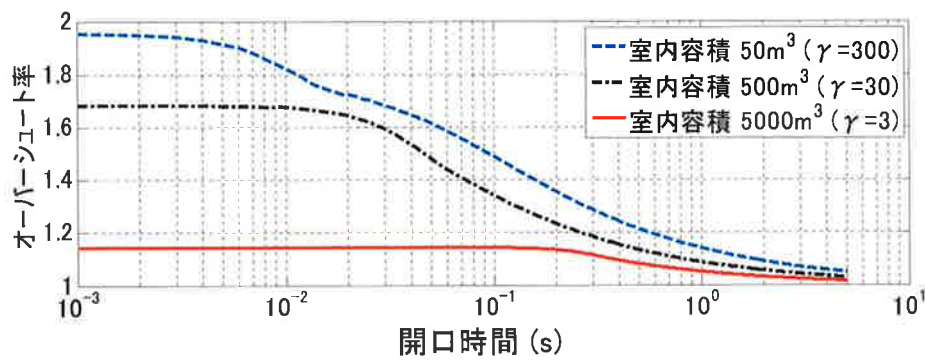


図 3.18 開口時間とオーバーシュート率の関係

(風速 $U=10\text{m/s}$ 、開口面積 $A_0=4\text{m}^2$)

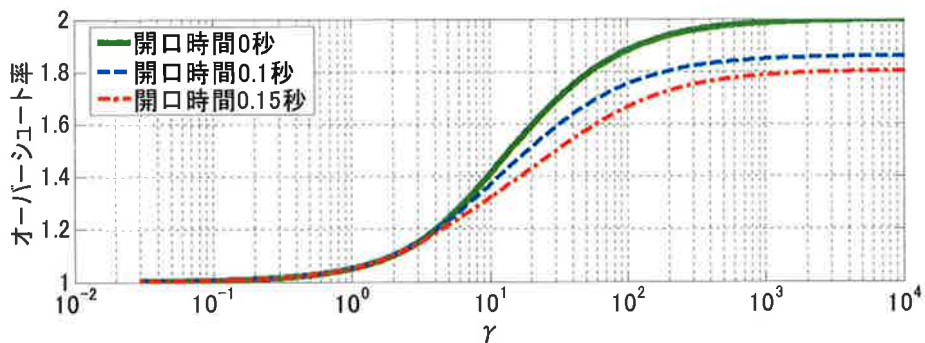


図 3.19 γ で整理した場合の開口時間の影響

3. 4 オーバーシュート率を考慮した内圧の評価

3.4.1 開口が発生した際のピーク内圧特性

ここでは実際の設計において内圧のオーバーシュートの影響をどのように考えるかの検討を試みる。図 3.13 で示したように、開口時間を考慮することにより、実現象に近いオーバーシュート率を求めることが可能となる。しかし、開口時間を明確に評価する方法が無い場合、より安全側の評価となるようここでは開口時間を 0 秒とする。

開口として、小さな開口 (約 30cm 角)、窓 (1m 角)、大きな窓 (1.7m 角)、シャッター (3.3m 角) を考え、それに対し室内の用途として(A)一般の住宅のリビング (50m³)、(B)オフィス (1,000m³)、(C)中規模の倉庫 (5,000m³)、(D)大規模の工場 (20,000m³) を想定する。この時のオーバーシュート率を図 3.20 に示す。図 3.20(a)の設計風速よりも低い風速の場合、窓の破壊によって、(A)住宅では大きなオーバーシュートが生じるが、(C)倉庫以上の室内容積を持つ建築物ではほとんどオーバーシュートは発生しない。しかし、シャッターが破壊した場合では、倉庫以上の場合でオーバーシュート率は 1.4~1.5 程度、工場の場合でも 1.2 程度となる。一方、設計風速に近い図 3.20(b)では、シャッターが破壊した場合であってもオーバーシュート率は倉庫で 1.1 程度、工場ではその影響はほとんど無視できると考えられ

る。また(B)オフィスを想定した場合では、大きな窓の破壊によるオーバーシュート率は 1.1 程度だが、住宅では窓が破壊した場合でも 1.2 程度のオーバーシュート率となる。

結果として、ここで検討したような一般的な室内容積と開口面積を持つ建築物の場合では、瞬間的に開口が発生したことによる内圧のオーバーシュートについて検討する必要は無く、開口が壁面に有る場合の内圧の増加分を評価すればよいといえる。

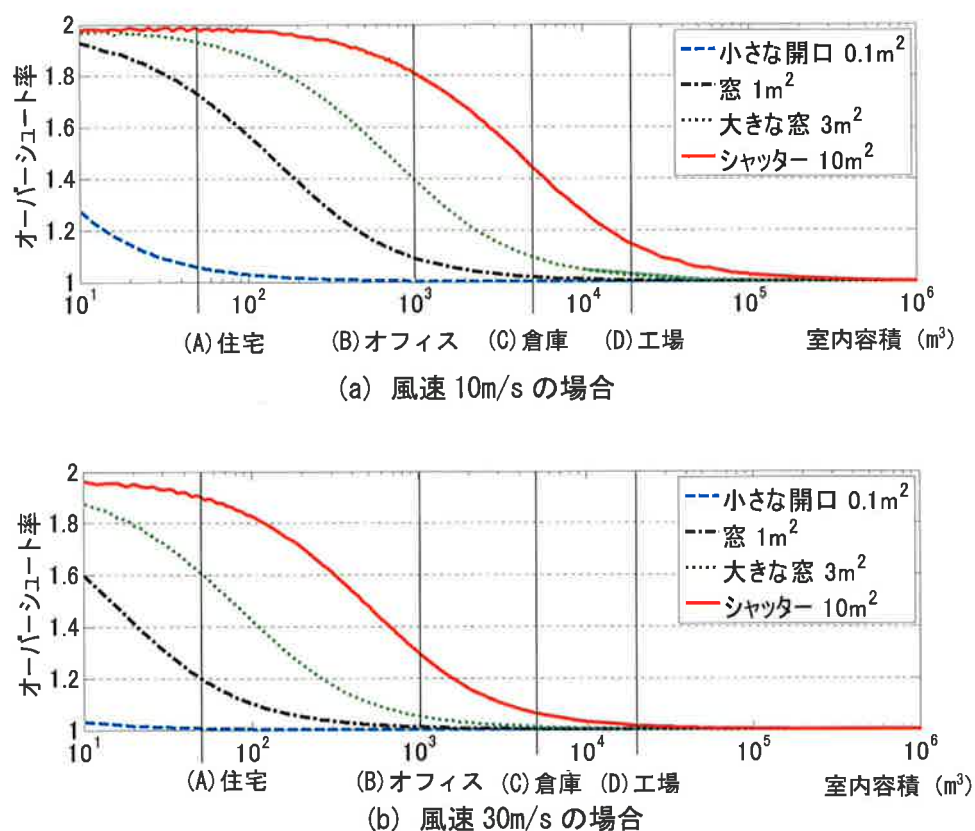


図 3.20 設計を行う際のオーバーシュート率の目安

3.4.2 内圧増加が屋根面の荷重に与える影響

開口発生後、内圧変動が定常状態になった際の荷重については、開放型建築物の内圧変動が適用できると考えられるが、例えば ASCE 7-05¹²⁾では、開放型建築物を壁面の 80%以上が開放されているものと定義しており、ここで考えている開口の大きさとはオーダーが異なる。こうした壁面の面積に対して比較的小さな開口が存在する場合の内圧変動についての研究例として岡田ら¹³⁾が挙げられる。岡田らの結果では、周辺の地表面粗度があまり大きくなく、壁面の開口率が $10^{-3} \sim 10^{-2}$ 程度の場合、壁面での室内圧係数とガスト影響係数の積はおおよそ 1.0 前後であった。

ここで内圧のオーバーシュートを考慮した荷重と建築基準法¹⁴⁾で与えられる荷重の比較を行う。両者の比 R_w は式(3.9)で表される。

$$R_w = \frac{(\hat{C}_{pe} - \beta \bar{C}_{pi}) \cdot 0.5 \rho_a \cdot U^2}{(\hat{C}_{pe} - \hat{C}_{pi}) \cdot 0.5 \rho_a \cdot U_d^2} \quad (3.9)$$

\hat{C}_{pe} はピーク外圧係数、 \bar{C}_{pi} は平均内圧係数、 \hat{C}_{pi} はピーク内圧係数、 β はオーバーシュート率、 U_d は設計風速を表す。図 3.20 の例を用いて、(A)一般住宅で 1m^2 の窓、(B)オフィスで 1m^2 の窓、(C)倉庫で 10m^2 のシャッター、(D)工場で 10m^2 のシャッターがそれぞれ破損した場合について、開口発生時の風速を変化させた場合に建築基準法の荷重をどの程度上回るか計算した結果を図 3.21 に示す。計算には建築基準法に示された、部位によって異なるピーク外圧係数として -4.3 、 -2.5 および -1.8 を、ピーク内圧係数として 0 を用いた。また、平均内圧係数は 0.8 とし、設計風速は 34m/s とした。図中 $U/U_d = 1.0$ のラインは設計風速で開口が発生した場合を表す。いずれの場合でも、 $U/U_d = 1.0$ では想定される荷重が建築基準法の設計荷重を上回っており、(A)～(D)の条件の場合、(a)では建築基準法の荷重より約 2 割、(c)では最大 5 割の荷重の増加となる。逆に建築基準法の荷重との比が 1.0 (図中の横直線)になる風速を考えると、想定される建物規模にもよるが、(c)では $U/U_d = 0.7$ 、つまり設計風速の 7 割の風速で開口が発生した場合でも建築基準法の設計荷重を上回ることがある。

建築基準法に基づく外装材用設計風荷重の算定に用いるピーク内圧係数を、平均内圧係数とオーバーシュート率の積により表すとする。平均内圧係数は、図 3.9 より開口部付近の壁面の平均外圧係数とほぼ等しいので、ピーク内圧係数は開口部分の平均外圧係数として 0.8 、これに節 3.4.1 で得られたオーバーシュート率 1.2 を乗じて約 1.0 となる。この値は岡田らの示した、室内圧係数とガスト影響係数の積に等しい。言い換えると、開口発生時にオーバーシュートした室内圧のピーク値は、開口発生後の内圧変動のピーク値と同程度であるといえる。オーバーシュート率と平均内圧係数の積の代わりに、この値 1.0 を用いて式(3.9)を計算した結果を図 3.21 に縦の破線で示す。

いずれの条件においても内圧のオーバーシュートを考慮した荷重を上回る結果となった。今回の検討では実験結果に基づき推定した有効長さなどのパラメータを用いて検討を行ったため、実験と同様の条件とならない場合にはこれらの値が異なり、より大きな内圧のオーバーシュートが発生する可能性はある。しかし、本節で検討したような規模の室内空間に、飛散物の衝突が原因と想定される程度の開口が発生した場合には、ここで提案したピーク内圧係数 1.0 を用いることにより、風上に開口発生の際に生じる内圧のオーバーシュートを含めて、開口が発生した建築物の外装材設計用風荷重を設定することが可能であると考えられる。

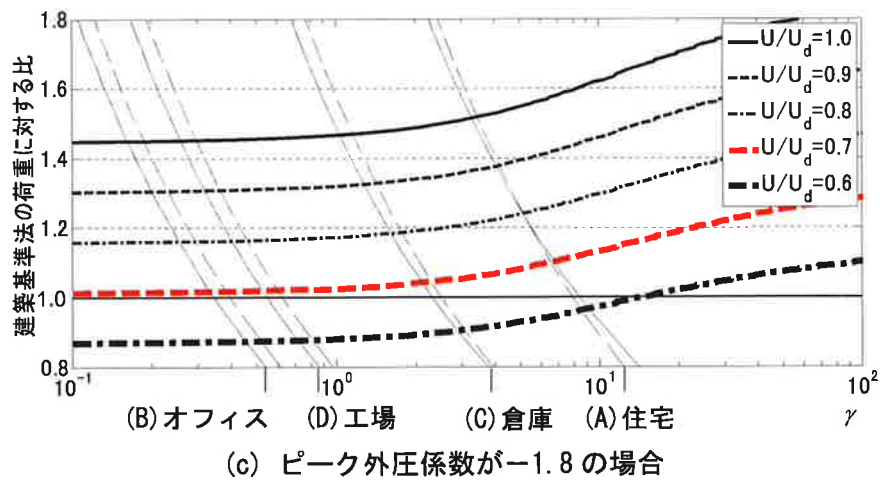
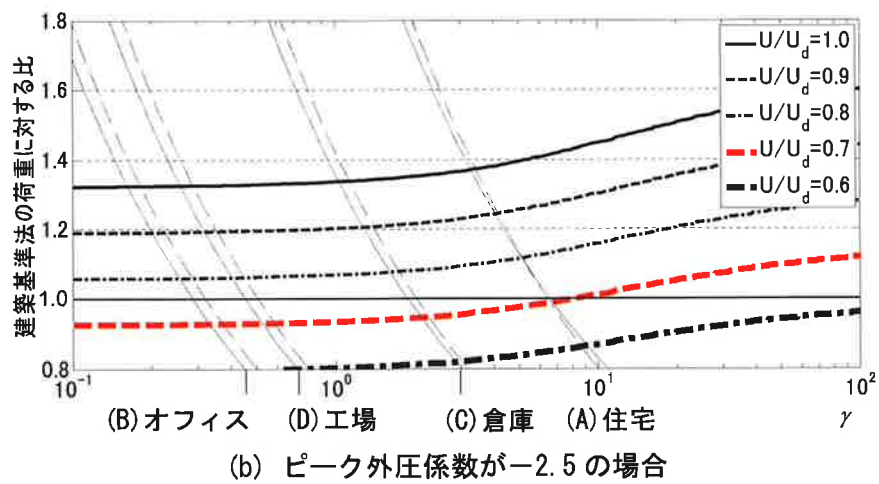
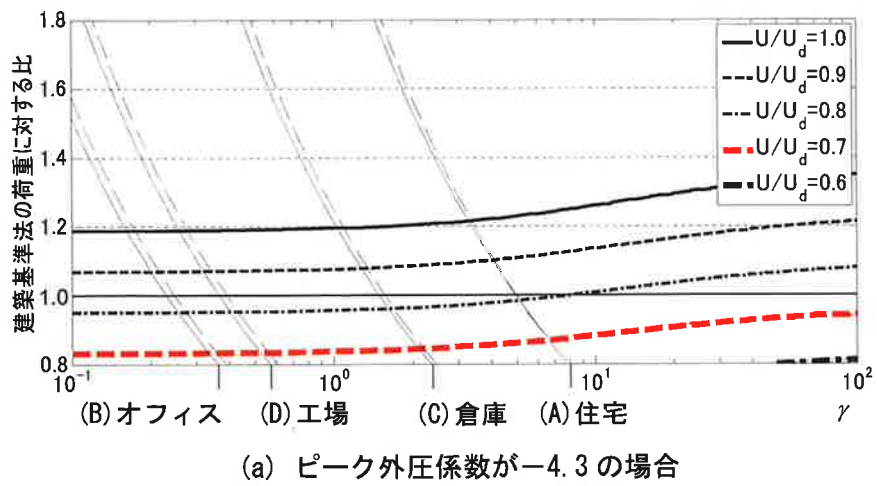


図 3.21 各風速でのオーバーシュートを考慮した荷重と建築基準法の荷重との比

(縦の実線はオーバーシュートを考慮した内圧係数を
縦の破線はピーク内圧係数として1を用いたときの計算結果)

3. 5 まとめ

外装材設計用風荷重は、外圧と内圧の 2 つの圧力差に検討によって決定される。本章では風上に開口が発生した際の、内圧のオーバーシュートの発生およびオーバーシュート率についての考察を行った。2.4m 角の立方体模型を用いた自然風中で実験結果から、理論式のパラメータの推定を試みた。さらに、その結果に基づいたパラメータ・スタディにより、次のような知見を得た。

- 1) Holmes の示した外圧変動と内圧変動の関係式に開口が発生する際の時間長さの影響を考慮する方法を提案し、比較的精度良く実験結果を予測することができた。
- 2) Vickery による開口部の空気塊の有効長さは、空気塊が閉鎖空間に流入する場合には、自由空間に流出する場合に比べて短くする必要があることを示した。
- 3) 様々な建物規模、開口発生時の条件に対し、内圧のオーバーシュート率を一意に予測できる無次元量を提案した。その結果、内圧のオーバーシュートは、開口面積、室内容積、接近流の風速の影響が大きいことが分かった。
- 4) 内圧のオーバーシュート率は、室内容積に対し開口部が極端に大きい場合に大きな値となる。そのため、一般的な建築物では開口発生後の内圧変動のピーク値とオーバーシュート時の内圧のピーク値はほぼ同じ程度と考えることができる。本章では風上に開口が発生した際のピーク内圧係数として、平均外圧係数とオーバーシュート率の積である 1.0 を用いることを提案した。
- 5) 外装材の設計を考える際には、飛散物による被害についての対策を講じる必要がある。開口を発生させないようにすることが最も有効であるが、その対策がなされない場合には、開口発生時の被害を拡大させないために、ここで示した内圧の変動に伴う荷重の増分を考慮する必要がある。

本章で得られた結論は、実験結果から同定されたパラメータ、特に有効長さに基づき得られたものである。そのため壁面の大半を占める大きな開口や大規模な内部空間、立方体と大きく異なる室内形状などでは、有効長さ等は異なる可能性があり、今回の検討の範囲を超える。こうした多様な条件でのパラメータの検討については、更なる考察が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 丸善株式会社, 2004
- 2) B.J. Vickery: Gust-factors for internal pressures in low-rise buildings, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 23, 1986, pp.259-271
- 3) J.D. Holmes: Mean and fluctuating internal pressures induced by wind, 5th International Conference on Wind Engineering, 1979, pp.435-450
- 4) R.N. Sharma, P.J. Richards: Computational modeling of the transient response of building internal pressure to a sudden opening, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 72, 1997, pp.149-161
- 5) H. Liu, P.J. Saathoff: Building internal pressure: Sudden change, J. of the engineering mechanics division, Vol.107, No.EM2, 1981, pp.309-321
- 6) B.J. Vickery: Discussion Comments on “The propagation of internal pressures in buildings” by R.I. Harris, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 37, 1991, pp.209-212
- 7) B.J. Vickery, C. Bloxham: Internal pressure dynamics with a dominant opening, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 41-44, 1992, pp.193-204
- 8) T. Stathopoulos, H.D. Luchian: Transient wind-induced internal pressures, J. of the Engineering Mechanics, Vol.115, No.7, 1989, pp.1501-1514
- 9) J.D. Ginger, K.C. Mehta, B.B. Yeatts: Internal pressures in low-rise full-scale building, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 72, 1997, pp.163-174
- 10) 大熊武司、金谷昭男: 強風時の窓面破壊に伴う内圧の変化とその性状について, 第六回風工学シンポジウム, 1980, pp.131-137
- 11) 上田宏、桂順治、藤澤一善、藤井邦雄: 強風中における低層建築物の室内圧に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集 第 434 号, 1992, pp.51-58
- 12) ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2005
- 13) 岡田恒、茅野紀子: 耐風設計における建築物の室内圧に関する研究 その 2 室内圧のガスト影響係数, 日本風工学会誌 第 58 号, 1994, pp.43-53
- 14) 平成 12 年建設省告示第 1458 号, 2001

第4章 確率論に基づく風荷重の評価

4. 1 序

すでに述べたように、外装材の耐風設計にはある評価時間（わが国では一般的に 10 分とされる）におけるピーク値が用いられる。外装材に作用する風圧あるいは表裏の圧力の差として求められる風力は時々刻々と変化するが、エルゴード性が成り立つと仮定し風洞実験によってそのピーク値を評価している。しかし実際には実験により得られるピーク値は、実験ごとに多少のばらつきを有しており、そのため現在では 3～8 組程度のアンサンブル平均値によりピーク値のばらつきの影響を減じている。Kasperski¹⁾は十分信用できるピーク値を得るために 30 回の独立な計測が必要であるとしているが、実際にはそれだけの回数の風洞実験を行うことは経済的ではない。この問題を解決する手段として、確率分布を用いた評価方法が研究されている。

ピーク値を確率的に評価する方法の一つとして、母集団の風圧変動全体がどのような分布に従うかを求め、その確率密度関数から特定の超過確率でのピーク値を求める方法がある。Sadek ら²⁾は、一つの実験データの変動が、skewness が 0 から外れている場合にはガンマ分布、0 に近い場合には正規分布を用いることを提案している。Tieleman ら³⁾も同様に 3 パラメータのガンマ分布によって近似する方法が適切であると示し、Peterka ら⁴⁾もピーク値の絶対値が小さい場合には正規分布に従うとしている。また、Sadek ら²⁾の検討では、これらのパラメータが適切に決定されれば、そのピーク値が、実験データの長さやサンプリング周波数によって大きくは変わらないことが示されている。

確率的に評価するもう一つの方法は、ピーク値の分布すなわち極値分布を求めてから、ピーク値を評価する方法である。極値分布は概ね 3 つの分布に分類されている⁵⁾が、多くの研究者^{3),6),7)}などは風圧のピーク値は Fisher-Tippett (Type I) 分布で近似できるとしている。しかし、これらの報告は少なくとも 100 回よりも少ない実験回数から得られた結果であり、4000 回を超える実験によってピーク値の分布を評価した場合では、3 パラメータの GEV (Generalized Extreme Value) 分布による近似がより適切であることを Holmes ら⁸⁾が示している。GEV 分布は Type I 分布に形状係数を組み合わせたものであり、形状係数が 1 の時には Type I 分布である⁹⁾。また浅見ら¹⁰⁾は、独立であると考えられるピークとしてゼロクロスピークを提案し、その分布が 3 パラメータのワイブル分布によって近似されることを示している。この方法を用いれば膨大な数の実験を行うことなく、互いに独立なピーク値を

容易に得ることができる。

本章では、ピーク値の分布形状を求める方法としてモンテカルロ法¹⁾に基づく方法の提案を行う。特定の分布に従う乱数を繰り返し発生させ、ピーク値の分布の推定を試みる。ピーク値の分布を平均化時間の関数として表現することにより、対象としている外装材の大きさごと、あるいは様々な条件下において同程度の安全性を持った設計荷重を評価することが可能となる。

4. 2 ピーク風力の超過確率のモデル化

4.2.1 モンテカルロ法による極値解析

ある時系列波形 $P(t)$ に対し、平均化時間 T_c 秒の移動平均をかけた際の最大値の期待値を考える。 $P(t)$ を実時間 T_c 秒相当で分割し、その範囲での平均値 x_i を一つ得るとすると、 x_i は移動平均によって得られた値に他ならない (図 4.1)。よって、移動平均をかけた時系列波形 $P'(t)$ の最大値 X_{\max} は、評価時間を T 秒 (日本では一般的に 600 秒) とすると、 $N=T/T_c$ 個の x_i の中の最大値となる。

x_i の真の分布および X_{\max} の真の期待値は、実験回数を増やすことによつてのみ得ることができるが、その方法は現実的ではない。そこで共分散行列を用いて x_i を互いに無相関な媒介変数 Z_i に変換し、モンテカルロ法によつて Z_i を乱数発生させることにより、 x_i の真の分布および X_{\max} の真の期待値を評価することを考える。

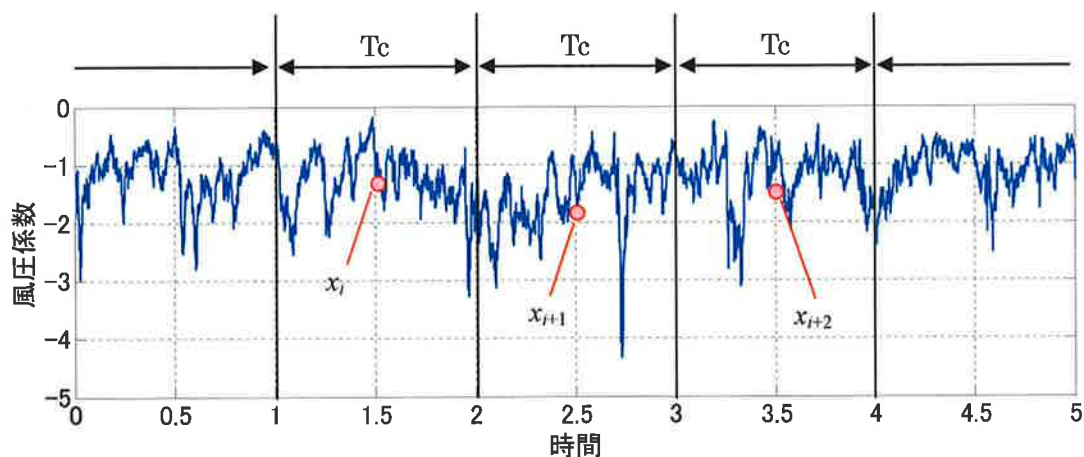


図 4.1 時系列波形を一定時間ごとに分割してその区間の平均値 x_i を得る

$P'(t)$ の自己相関関数は図 4.2 のようになる。この自己相関関数に対し、次のような共分散行列 \mathbf{C} を考える。

$$\mathbf{C} = \begin{Bmatrix} A(\tau_0) & A(\tau_1) & A(\tau_2) & \cdots & A(\tau_N) \\ A(\tau_1) & A(\tau_0) & A(\tau_1) & \cdots & A(\tau_{N-1}) \\ A(\tau_2) & A(\tau_1) & A(\tau_0) & \cdots & A(\tau_{N-2}) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ A(\tau_N) & A(\tau_{N-1}) & A(\tau_{N-2}) & \cdots & A(\tau_0) \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

ここで、 $A(\tau_i)$ は、ずらし時間 $\tau_i = iT_c^*$ での自己相関関数の値である。なお、 T_c^* は、模型スケール上での平均化時間 T_c に相当する時間長さである。すなわちこの共分散行列は、対角成分に関しては $P(t)$ の分散であり、それ以外については x_i と $x_{i+1}, x_{i+2}, \dots, x_{i+n-i}$ との共分散となっている。

また、図 4.2 には平均化時間を変えたときの自己相関関数もあわせて示している。ここでは、平均化時間 1 秒が模型スケールで 0.01 秒に相当する。平均化時間が長くなると、分散は小さくなるが、 τ が大きくなったときに平均化時間が短いものよりも相関が多少高くなる傾向が見られる。また負圧の弱い測定点では（図 4.2(b)）、周期的に相関が高くなる傾向がみられた。

\mathbf{C} は対称行列であるため、固有ベクトルを列要素としてもつ直行行列 ϕ によって対角化が可能となる。 \mathbf{C} の固有値を $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_N$ とすると

$$\mathbf{C}\phi = \phi\Lambda \quad (4.2)$$

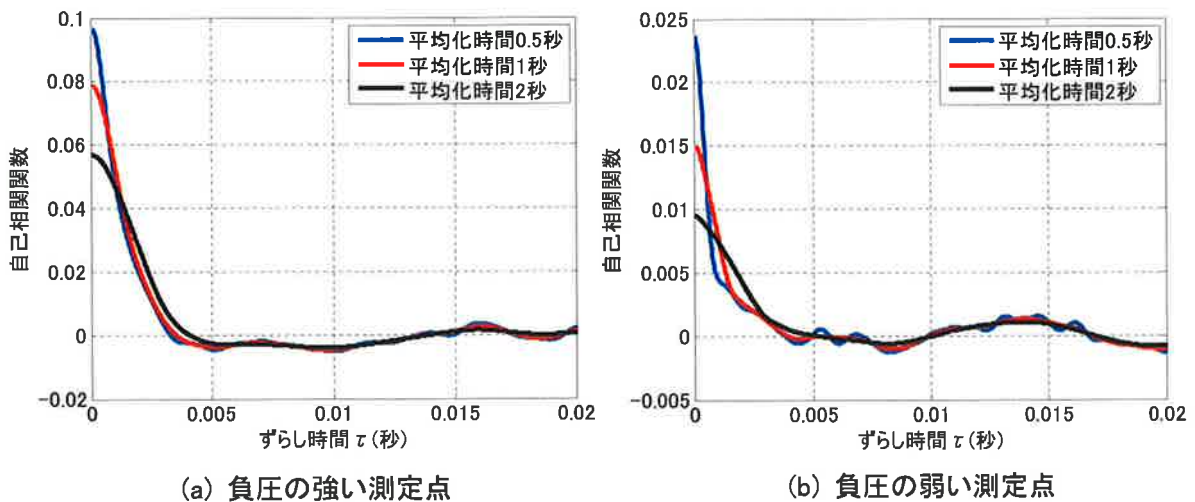


図 4.2 自己相関関数

ここで、

$$\phi^T \phi = \phi \phi^T = I \text{ (単位行列)}, \quad \Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & \lambda_N \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

を表す。式(4.3)は、式(4.4)の関係を考えると式(4.5)のように表すことができる。

$$\begin{aligned} Z &= \phi^T X \\ X &= \phi Z \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$\phi^T C \phi = \phi^T E(XX^T) \phi = E(\phi^T XX^T \phi) = E(ZZ^T) = \Lambda \quad (4.5)$$

ここで、 $E()$ はアンサンブル平均を、 $()^T$ は転置を表す。また、

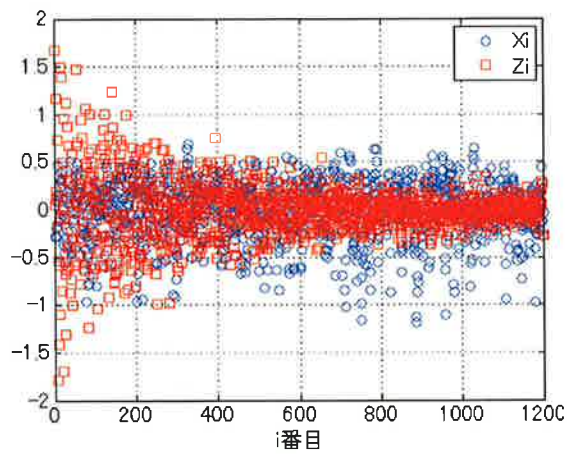
$$X = \begin{Bmatrix} x_1 - m \\ \vdots \\ x_N - m \end{Bmatrix}, \quad Z = \begin{Bmatrix} Z_1 \\ \vdots \\ Z_N \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

を表す。ここで m は時系列波形 $P(t)$ の平均値である。よって、 Λ の非対角項が 0 であることより、 Z_1, Z_2, \dots, Z_N は互いに無相関である。このようにして求めた $N=1,200$ の場合での \mathbf{X} と \mathbf{Z} を比較したものを図 4.3 に示す。

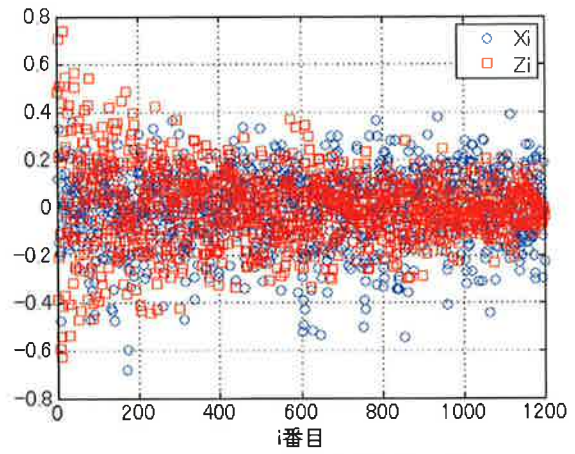
図 4.3(a),(b)のように i の順 (i はモードの次数に相当し、 $i=1$ は 1 次モードとなる) に並べると、 \mathbf{X} には明確な特徴は無いが \mathbf{Z} は固有値の大きい順に並べているため i が小さいほど変動が大きくなる。またこの 1,200 個の頻度分布で比較すると \mathbf{X} はやや偏った分布になっているが、 \mathbf{Z} は正規分布に近い対称な形状となった。この傾向は負圧の強い点においても弱い点においても同じであり、全体的なばらつきの幅以外においては明確な違いは見られない。また平均化時間を変えた場合では、分散が大きくなる平均化時間の短い場合のほうが裾の広い分布となった。

そこで \mathbf{Z} が正規分布に従うとしてモンテカルロ法¹¹⁾を用いて検討を行った。 \mathbf{Z} が正規分布に従うときには、 Z_i は互いに独立となる。 \mathbf{Z} の平均値を 0、分散を固有値 λ_i として、正規分布にしたがう互いに独立な Z_i を N 個発生させ、式(4.4)によって \mathbf{X} に変換する。この \mathbf{X} の中の最大値が、移動平均をかけた時系列波形 $P'(t)$ の最大値 X_{\max} に相当すると考えられる。このような乱数発生過程を繰り返せば、 X_{\max} の分布を得ることができる。

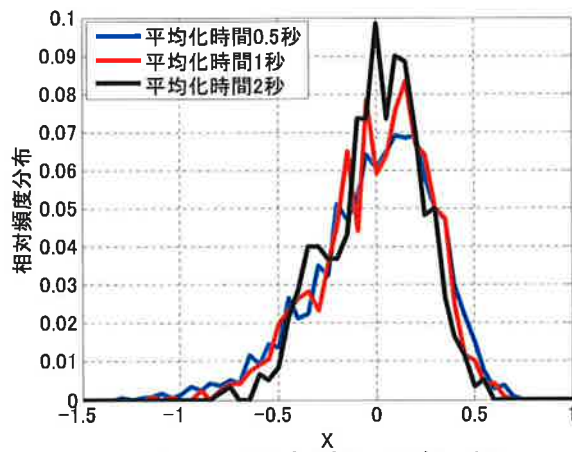
図 4.4 に乱数発生させた \mathbf{Z} の分布を示す。正確には Z_1, Z_2, \dots, Z_n の分布を重ね合わせたものである。負圧の強い測定点では平均化時間が短い場合に 0 付近の出現頻度が高い。これは平均化時間が短いほど N の数が大きくなるため、図 4.3(a)で見られたような変動の少ない高次の値が増えるためであると考えられる。ところが、負圧の弱い測定点では平均化時間が短いほどばらつきの幅が大きくなる。負圧の弱い測定点では、自己相関関数において τ が大きくなるにしたがい周期的に相関が高くなる傾向が見られた (図 4.2(b))。そのため、高次の固有値においても分散が大きくなり、結果として平均化時間が短い場合にばらつきが大きくなったのだと考えることができる。



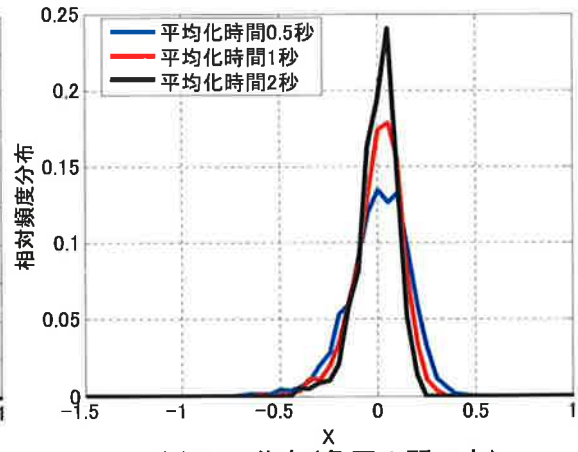
(a) i の順に並べた結果(負圧の強い点)



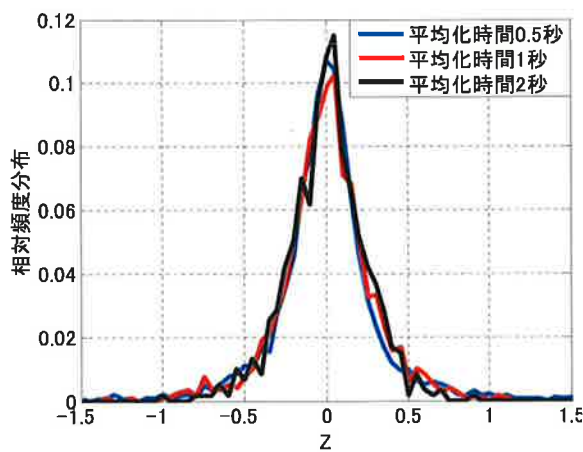
(b) i の順に並べた結果(負圧の弱い点)



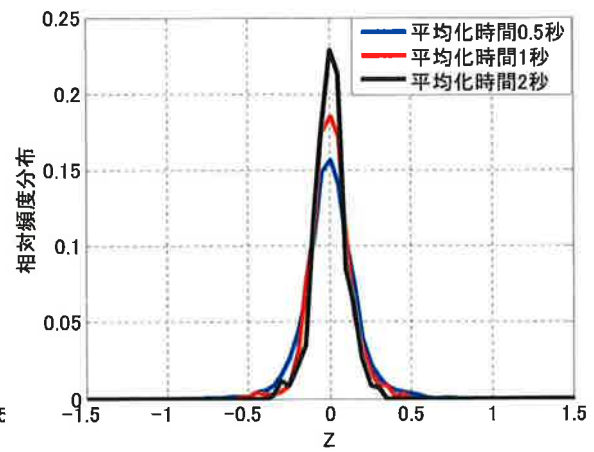
(c) X の分布(負圧の強い点)



(d) X の分布(負圧の弱い点)



(e) Z の分布(負圧の強い点)



(f) Z の分布(負圧の弱い点)

図 4.3 X と Z の比較

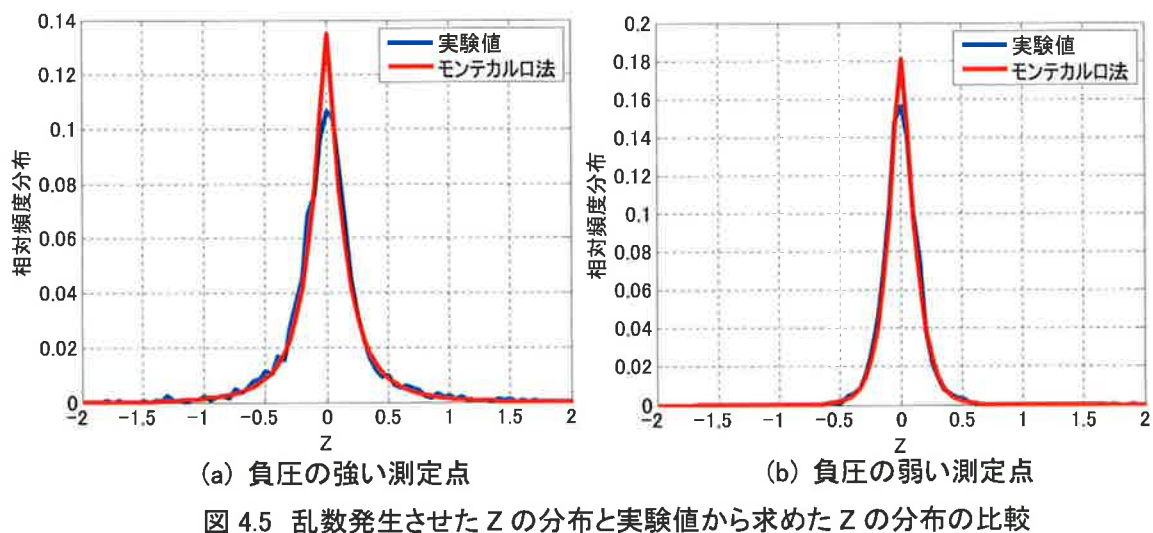
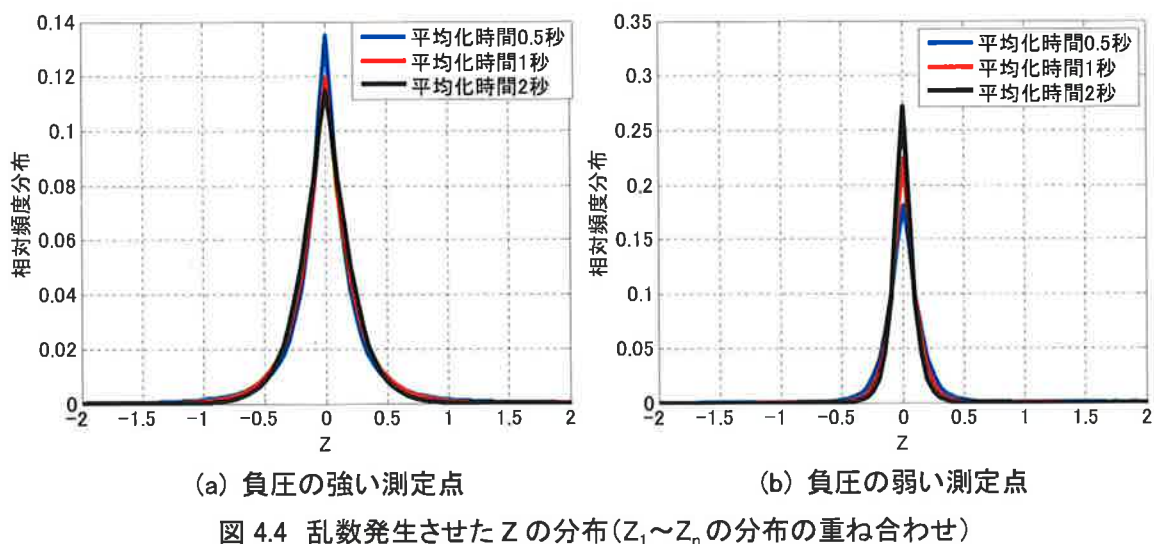


図 4.4 に示した乱数発生させた場合の Z の分布と図 4.3 に示した実験値の X を元に求めた Z の分布を比較したものを図 4.5 に示す。両者の分布はよく一致しており、適切に Z を予測することができた。

図 4.4 に示した Z の分布から式(4.4)によって変換して求めた X の分布を図 4.6 に示す。 Z の分布(図 4.4)とは異なり、いずれの測定点においても平均化時間が短いほど X の分布の裾が広く、 X のばらつきが大きくなる傾向が見られた。この X の分布と図 4.3 に示した実験値の X の分布を比較したものを図 4.7 に示す。負側に裾野の長い負圧の強い測定点では、平均値付近および正側では分布形状が大きく異なっているが、負側の部分では比較的近い形状になっている。今回検討を試みる最小値の分布を評価する際には、裾野の部分の形状が重要であるため、この計算結果を用いて最小値の分布を検討しても問題は無いと考えられる。 X の分布が比較的ガウス分布に近い負圧の弱い測点(図 4.7(b))では、全体的によく似

た分布形状となった。

平均化時間 1 秒のときの X の分布と X の最小値の分布をあわせて描くと図 4.8 のようになる。すなわち X の最小値の分布は X の分布に対する極値分布に他ならない。平均化時間を変えた場合での、モンテカルロ法によって得られた X の最小値の分布を図 4.9 に示す。 X の分布に従い、最小値の分布も平均化時間が長くなるにつれて明確に変化している。

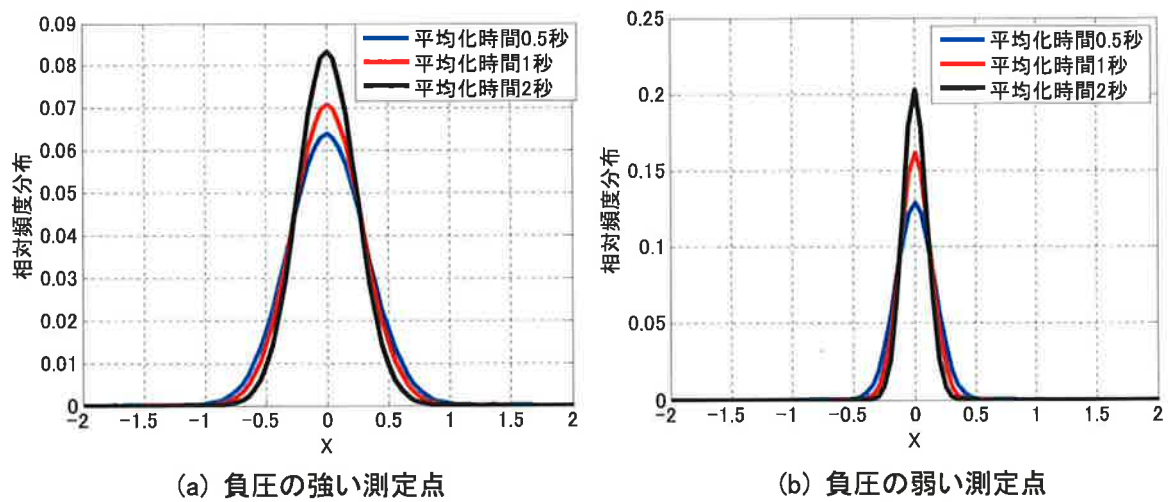


図 4.6 乱数発生させた Z から求めた X の分布

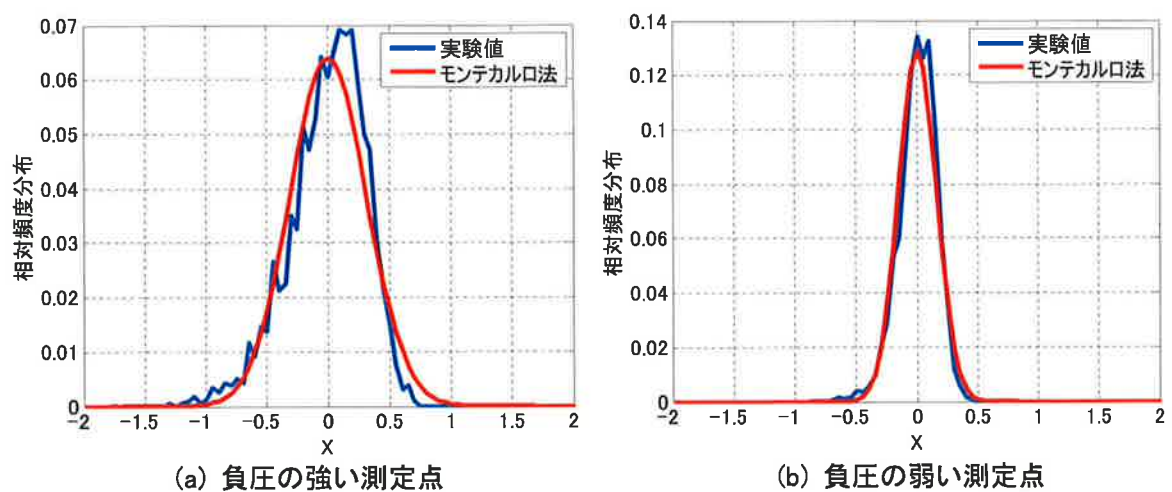


図 4.7 Z から逆変換して求めた X の分布と実験値の X の分布の比較

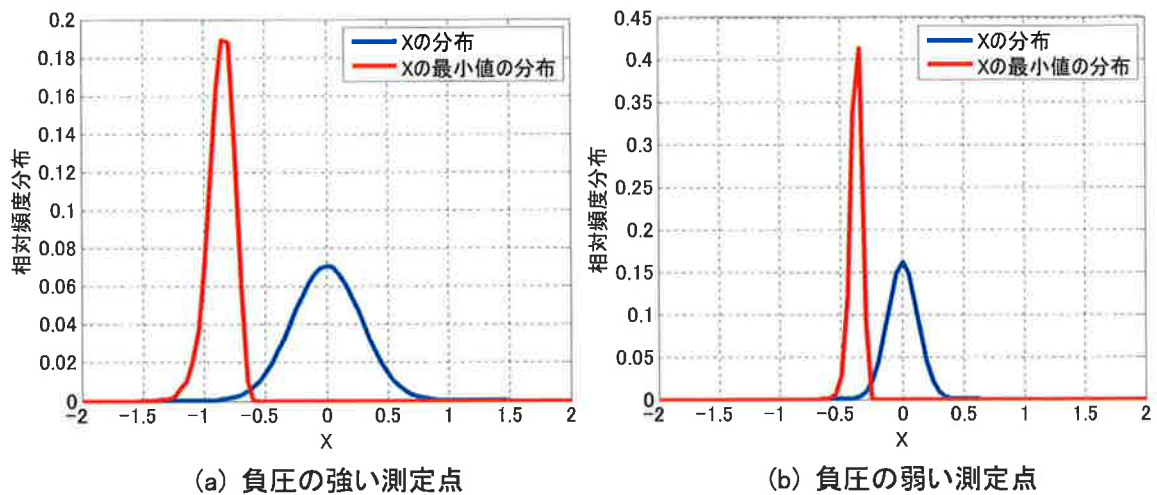


図 4.8 Z から逆変換して求めた X の分布と X の最小値の分布の関係 (平均化時間 1 秒)

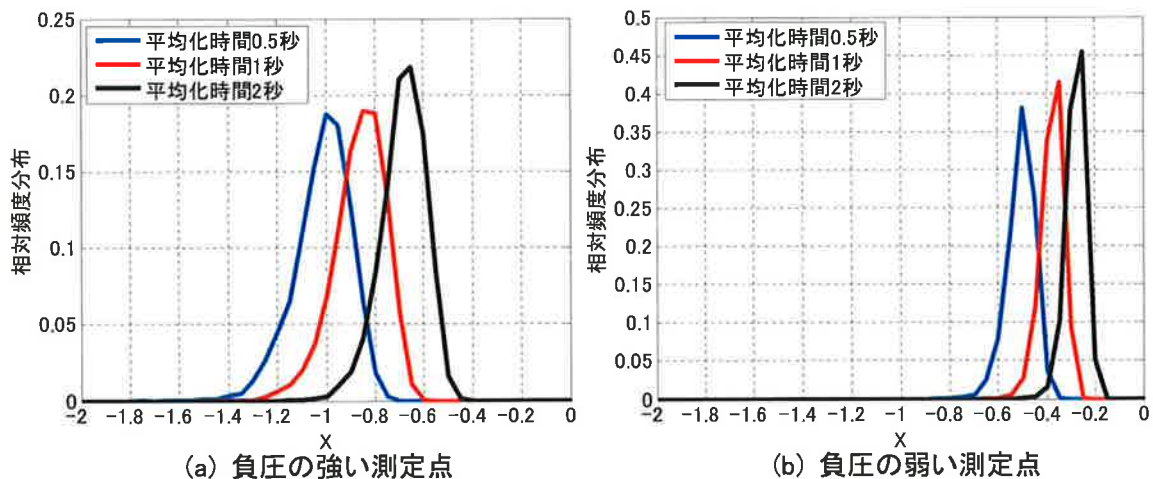


図 4.9 Z から逆変換して求めた X の最小値の分布

4.2.2 ピーク風力の期待値の超過確率

時系列波形 $P'(t)$ の自己相関関数は図 4.2 に示したとおりであるが、これを基準化した自己相関係数を指数関数によって近似することを考える。近似式を次式のように仮定する。

$$A_c(\tau) = \exp(-k|\tau|) \cdot \cos(k|\tau|) \quad (4.7)$$

ここで k は decay factor であり、式(4.7)を用いて自己相関関数を近似する際のパラメータとした。ここでは k を最小二乗法によって誤差が最小となるように定めた。風圧の強い測定点と弱い測定点に対し、平均化時間を変化させた場合に decay factor k がどのように変化するかを比較したものを図 4.10 に示す。負圧の弱い測定点では平均化時間が小さい間は decay factor が急激に変化するが、負圧の強い測定点ではほとんど変化しない。また平均化時間が

1 秒よりも長い場合では両者に違いはほとんど無い。

このように求めた k を用いて自己相関係数を近似した結果を図 4.11 に示す。いずれの測定点においても、ずらし時間 $\tau=0$ から相関が小さくなる傾向が適切に近似されている。この近似した自己相関係数をもとに再び共分散行列を考える。この共分散行列を \mathbf{C}' とすると、 \mathbf{C}' は decay factor および平均化時間 T_c と時系列波形 $P'(t)$ の標準偏差によって決定することができる。

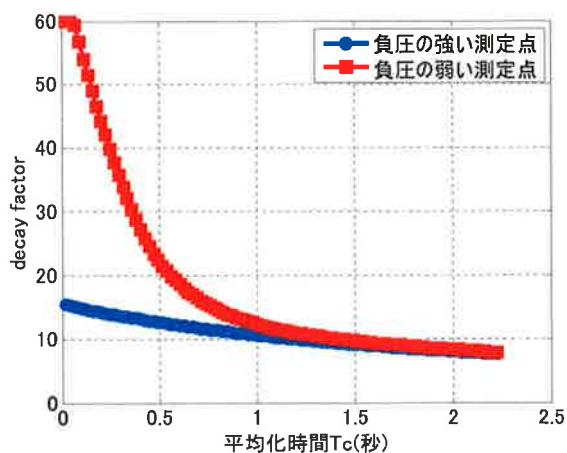
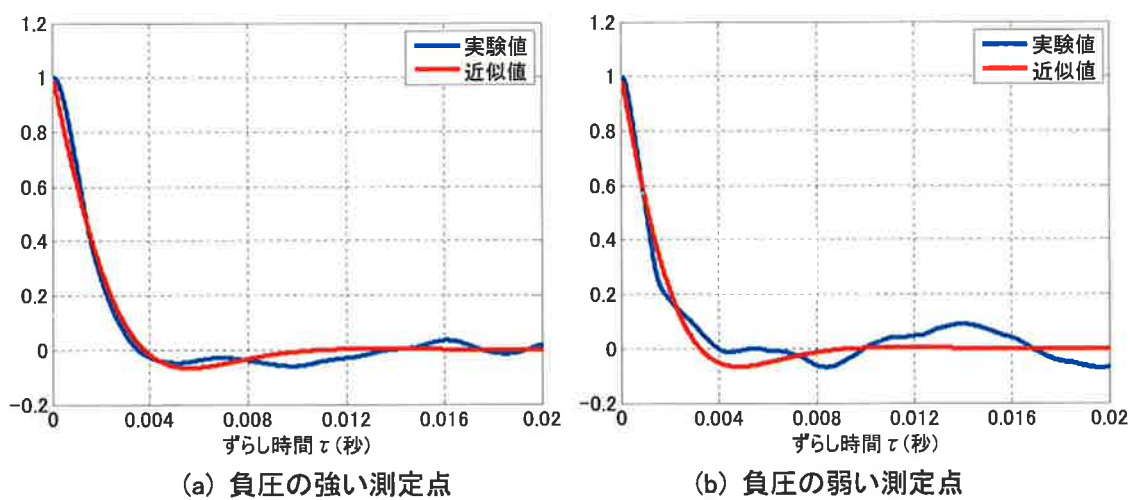


図 4.10 平均化時間による decay factor の変化



(a) 負圧の強い測定点

(b) 負圧の弱い測定点

図 4.11 自己相関係数の近似状況(平均化時間 1 秒)

実験値から求めた共分散行列 \mathbf{C} を用いた場合と、自己相関係数を近似して求めた共分散行列 \mathbf{C}' を用いた場合の 2 種類に対して、節 4.2.1 と同様にモンテカルロ法によって乱数を用いて \mathbf{Z} を発生させ、 \mathbf{X} の最小値の分布を求めた。その比較の結果を図 4.12 に示す。なお、図 4.11 同様平均化時間は 1 秒である。 \mathbf{Z} の分布で比較すると、近似によって求めた \mathbf{C}' を用いた場合では 0 付近での出現頻度が小さい傾向が見られた。しかし、この \mathbf{Z} の分布から求めた \mathbf{X} の最小値の分布では実験値による \mathbf{C} を用いた場合と大きな違いは見られなかった。ここで対象としたいものは \mathbf{X} の最小値の分布であることから、自己相関係数を近似することによって求めた \mathbf{C}' を用いて \mathbf{X} の最小値の期待値 X_{max} の評価を行うことができると考えられる。

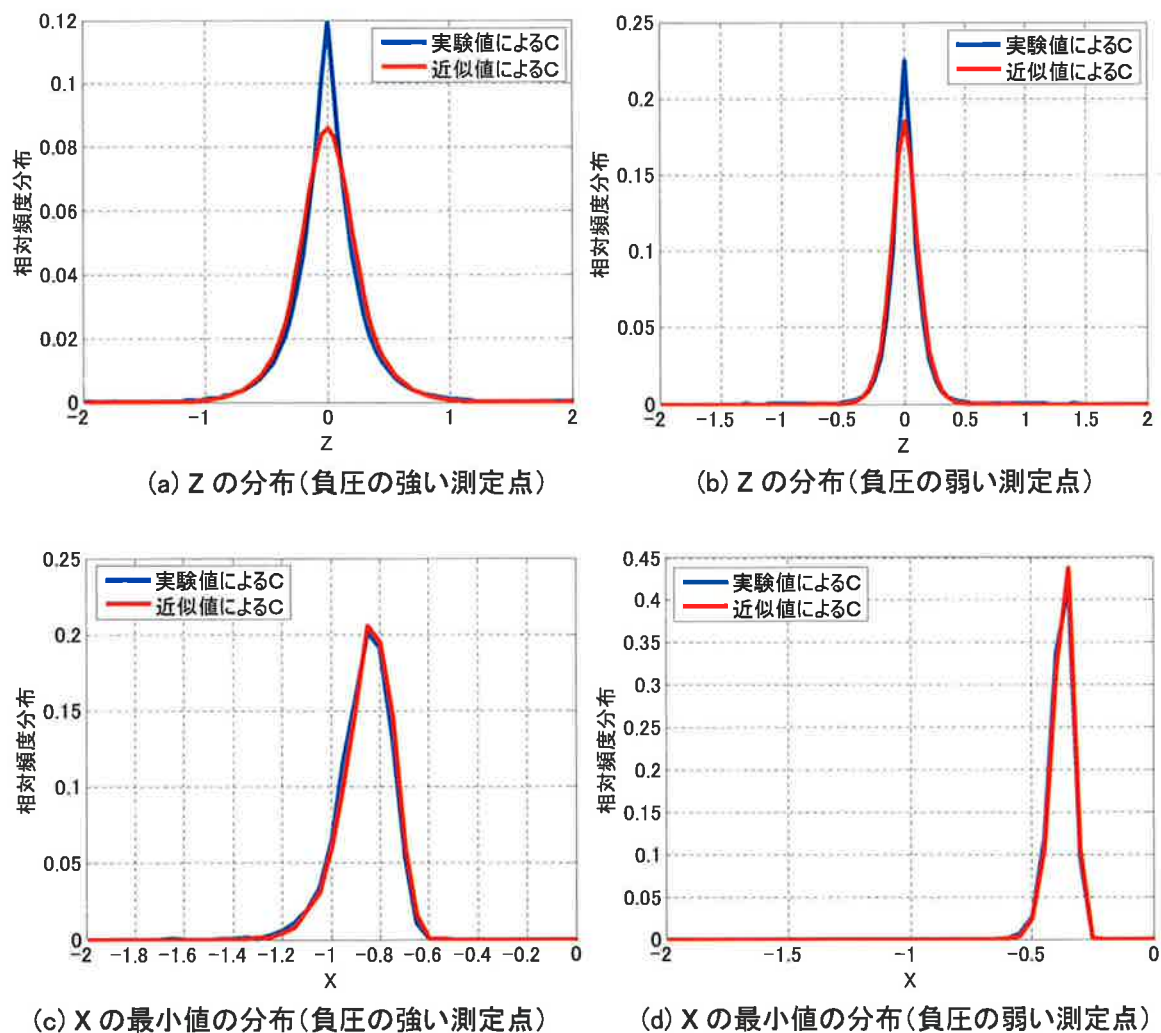


図 4.12 実験値から求めた共分散行列と近似式から求めた共分散行列を用いたときの比較

\mathbf{X} の分布が指数関数に基づくものであれば、その極値分布は Gumbel 分布に従うと考えられる¹²⁾。そこで \mathbf{X} の最大/最小値の分布を、Gumbel 分布を用いて近似を試みる。Gumbel 分布の確率密度関数は次の式で与えられる。

$$\begin{aligned} g(\mathbf{X} \max) &= \alpha_N \exp[-s - \exp(-s)] \\ s &= \alpha_N (\mathbf{X} \max - U_N) \end{aligned} \quad (4.8)$$

なお、 s は換算最大値、 α_N は \mathbf{X} の最小値の分布の広がり（ばらつき）の大きさを表す逆尺度、 U_N は \mathbf{X} の最小値の分布のモード値を表す。標準正規分布（平均が 0、標準偏差が 1 の正規分布）では、 α_N と U_N は N を用いて次式のように近似的に求めることができる。

$$\frac{1}{\alpha_N} = \frac{1}{\sqrt{2 \ln N}} \quad U_N = \sqrt{2 \ln N} \quad (4.9)$$

式(4.9)の近似と標準偏差が 1 ではない正規分布のモード値のべき乗の値¹²⁾を元に、これらの値を次式に用いて定めた。

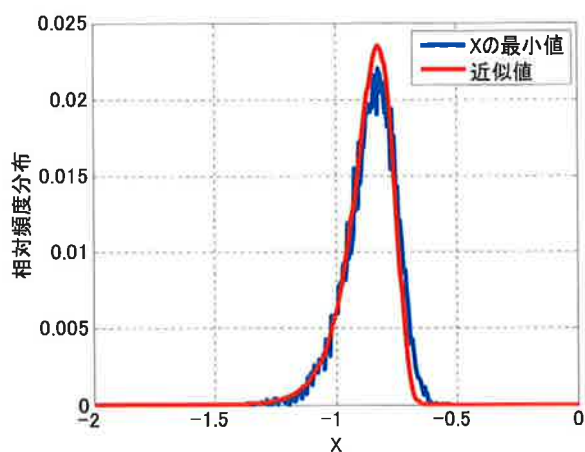
$$\frac{1}{\alpha_N} = \frac{\sigma_X}{\sqrt{2 \ln N}} \quad U_N = \left(1 + \frac{1}{\eta k}\right) \sigma_X \sqrt{\frac{4 \ln N}{\pi}} \quad (4.10)$$

ここで σ_X は $P'(t)$ の標準偏差、 η は近似精度を上げるために用いた定数、 k は式(4.7)の decay factor である。

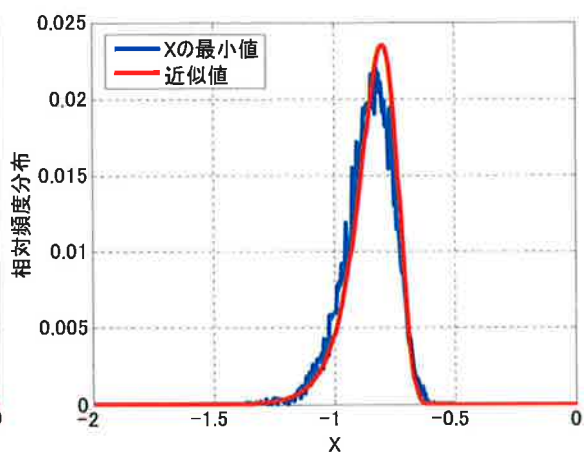
式(4.10)を用いて \mathbf{X} の最小値の分布を近似した結果を図 4.13 に示す。また式(4.10)のモード値 U_N の近似式に含まれる decay factor k を用いた補正部分を 0 とした場合の近似についてもあわせて示す。最小二乗法を用いて η を求めたところ、いずれの測定点においても約 3.1 となった。そこで以後の検討では $\eta=3.1$ として扱う。いずれの測定点についても式(4.10)によってよい近似となった。一方で decay factor を用いた補正を行わなかった場合ではモード値よりも正側の部分でよく一致するが、モード値そのものも含めてやや過小評価となる。

decay factor を用いた補正によって、 \mathbf{X} の最小値の分布により近い近似式が得られたことは、 \mathbf{X} のそれぞれの値が無相関ではなく自己相関に基づく相関があるとしたために、ばらつきが大きくなったことが原因であると考えられる。

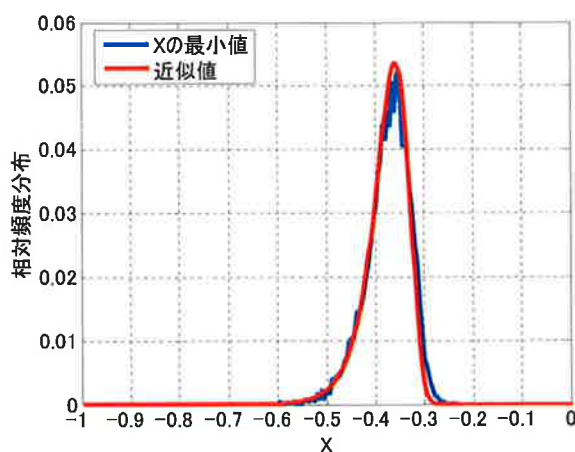
\mathbf{X} の最小値の近似について、 \mathbf{X} の最小値の超過確率で比較した結果を図 4.14 に示す。Gumbel 分布において、モード値の超過確率は約 0.65 であることを考えると、モード値とそれよりも大きい範囲について非常によい近似となっている。しかし、超過確率が 0.05 よりも小さい範囲では k による補正を考慮しないほうが \mathbf{X} の最小値の分布に近い。評価したい最小値の超過確率によって二つの近似を使い分けることにより、ここで提案した近似によって \mathbf{X} の最小値の分布を適切に予測することが可能である。



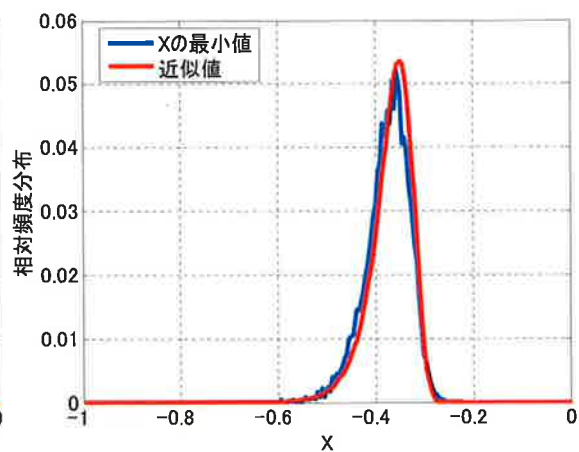
(a) 負圧の強い測定点



(b) 負圧の強い測定点(kによる補正無し)

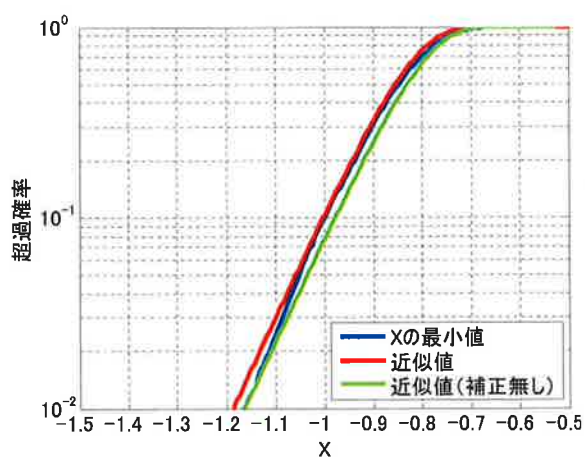


(c) 負圧の弱い測定点

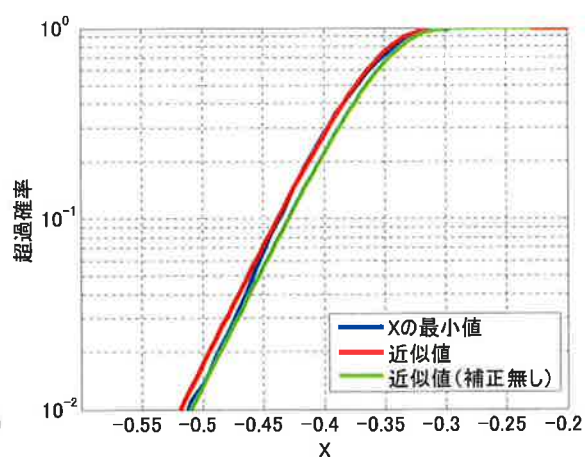


(d) 負圧の弱い測定点(kによる補正無し)

図 4.13 X の最小値の分布とその近似



(a) 負圧の強い測定点



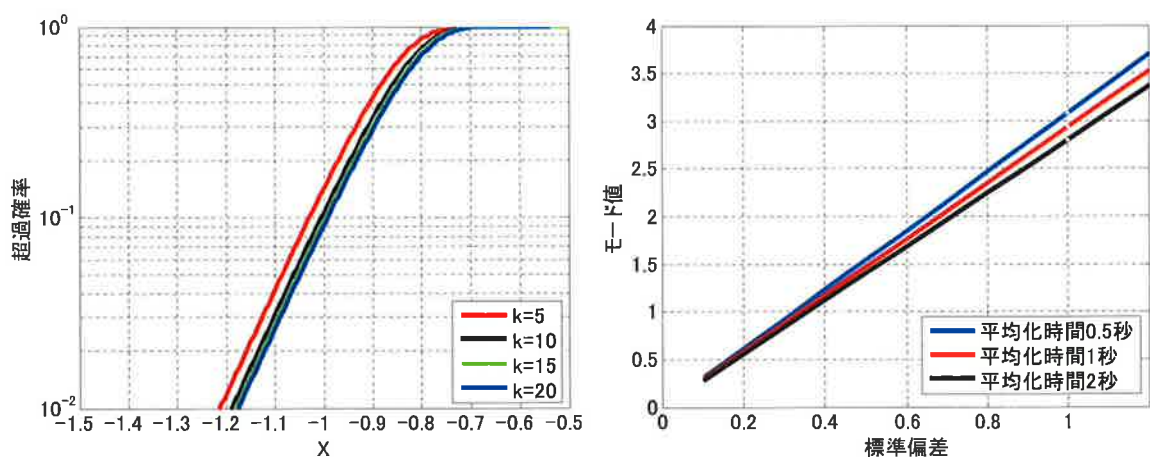
(b) 負圧の弱い測定点

図 4.14 超過確率での X の最小値の近似状況の比較

$P'(t)$ の最大値（最小値）の期待値 X_{max} は、式(4.10)に示したモード値 U_N として得ることができる。図 4.10 に示したように decay factor k は平均化時間 T_c の関数として表すことができ、 N も評価時間と平均化時間から求めることができる。よって、モード値 U_N は平均化時間 T_c と $P'(t)$ の標準偏差 σ_X によって決定される。同時に最大値の分布も決定されるので、図 4.14 のように最大値の分布においてモード値が生じる超過確率を求めることができる。

ここで、負圧の強い測定点を対象に、式(4.10)による近似式の 2 つのパラメーター k と σ_X を変化させたときに、 X の最小値の超過確率およびモード値がどのようにかわるかについて調べた結果を図 4.15 に示す。

decay factor k を変えた場合（図 4.15(a)）では、 k の値が 10 を越えてくるとほとんど X の最小値の超過確率に変化が見られなくなる。なお、この例では平均化時間を 1 秒として計算を行った。このときの最小二乗法から求めた k の値は 10.5 であった。平均化時間 T_c と k の関係について示した図 4.10 とあわせて考えると、平均化時間が 1 秒よりも短い場合では k の値が 10 よりも大きいことから、 k による補正分はほとんど考える必要はないと考えられる。一方で、標準偏差 σ_X がかわるとモード値は直線的に大きくなる傾向がある。その傾向は平均化時間が短い、すなわち N が大きいほど変化の割合は大きい。



(a) k を変えたときの超過確率の変化

(b) 標準偏差を変えたときのモード値の変化

図 4.15 式(4.10)を用いたパラメータスタディ(負圧の強い測定点)

ここで、風力係数の最大値の超過確率が意味するものについて整理を試みる。

まず、風荷重を決定する際に確率的に評価されている設計風速について考える。現在の外装材設計において設計のクライテリアは、平均速度圧を決定するための設計風速によって定められ、設計風速の再現期間によって建築物がどの程度の安全性を有しているかが決定する。一方で風力係数は、例えば建築基準法¹³⁾などによって一定の値として設定される。

建物が遭遇する可能性の高い設計風速レベルの強風に見舞われる状況として台風を想定すると、その台風の（10 分間）最大風速が設計風速を超えるかどうかが問題であり、超えなければ（建築基準法などによって定められた風力係数）×（台風の最大風速から得られた速度圧）によって求められる風荷重を超える荷重は発生しないとして、問題は生じないという判断を下す。言い換えると、設計風速によって決定される安全性とは設計風速レベルのイベント（台風）にどの程度の確率で遭遇するかを表しているものであると考えることができる。

一方で風力係数の最大値の超過確率は、先の例で言うなら台風の最大風速が設計風速となったときに、設計荷重ちょうどの耐力を有する部材が破損する確率を表していると考えることができる。

建築物に作用する風荷重は常に不規則な変動を示す。ある一定の評価時間を想定し、その評価時間内での平均風速を用いて係数化しても、不規則な変動であることには変わらない。そこには接近風の風速、風向の変動だけでなく、渦の剥離や剥離剪断層の移動など様々な要因が絡み合っているからであり、その変動を一概に評価することは難しい。しかし、その変動を統計確率的に評価すると例えば図 4.3 のようにある一定の範囲での変動であると捉えることができる。すなわち、図 4.3 の X の分布は、ある一定の平均風速下で起こりうる風荷重の範囲（平均値は 0 になっているが）を表し、その最大値の超過確率は、ある一定の平均風速の状況下でその荷重を超える荷重が発生するかどうかに対応する。

結局、建築基準法の風力係数を用いて設計し、設計風速に相当する強風が吹いたとしても作用する荷重が設計荷重を超えない可能性もあるし、設計風速よりも低い風速で設計荷重を超える荷重が作用する可能性もある。こうした可能性を表したものが風力係数の最大値の超過確率である。なにより、設計荷重を満たす部材であっても設計風速に等しい強風にさらされた場合に被害を生じる可能性があることに注意しなければならない。そのため外装材を設計する際には十分な余裕を持つ必要がある。

図 4.8 に示した負圧の強い点での平均化時間を変えたことによる X の最小値の分布をそれぞれ式(4.10)で近似し、超過確率の比較を行った結果を図 4.16 に示す。平均化時間 1 秒の場合では最大値の期待値は -1.88 であり、平均化時間 0.5 秒では最大値の期待値は -2.01 であった。移動平均をかけないときの最大値（最小値）は -3.1 となったので、移動平均をかけたことによる最大値の期待値の変化は図 2.11 で示したものとほぼ同じであるといえる。第 2 章で示したように平均化時間を 0.5 秒としなければならないところを 1 秒として評価していた場合、最大値の期待値としては 0.1 程度しか変わらないが、その最大値を超える可能性は大きく異なる。

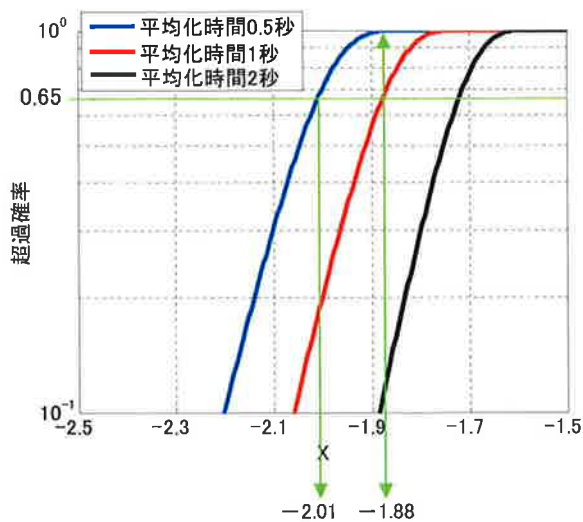


図 4.16 平均化時間による X の最大値の超過確率の違い

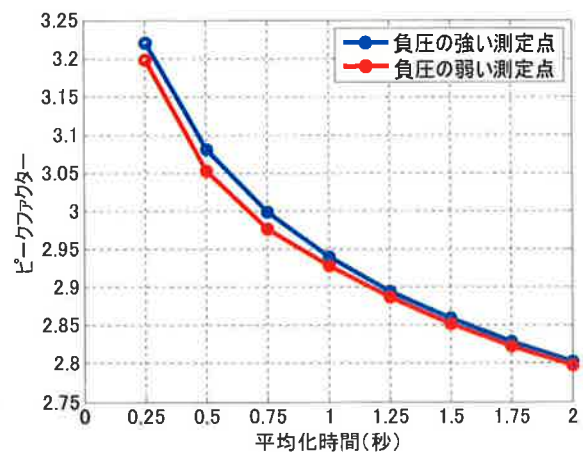


図 4.17 平均化時間とピークファクターの関係
(最大値から平均値を除いた値と標準偏差の比)

また、最大値の期待値から平均値を除いた値を標準偏差で割ったものをピークファクターとすると、このピークファクターと平均化時間の関係を図 4.17 に示す。平均化時間が長くなるにつれピークファクターは小さくなるが、その傾向は負圧の強い測定点でも弱い測定点でもほぼ同じであった。よって図 4.16 に示したような平均化時間 0.5 秒と 1 秒の最大値の期待値の差は、標準偏差の 1 割程度になると考えられる。

4. 3 ピーク風力の超過確率に基づく風荷重の評価

4.3.1 屋上付帯物がある場合の屋根面の荷重

異なる 2 つの時系列波形においてそれぞれの極値分布のモード値を比較する。ここまで、それぞれの極値分布は平均化時間と時系列波形の標準偏差から評価される Gumbel 分布として近似できることを示してきた。すなわち極値分布が同じ Gumbel 分布であるならば、そのパラメータは異なってもモード値の超過確率は、図 4.16 においてもそうであったように、全く同じである。ここでモード値同士の差を取ることを考えると、その差は確率的に全く等価な値の比較と言うことができ、最大値の増分の期待値として扱うことができると考えられる。

そこで第2章で行った風洞実験結果を用いて、屋上付帯物がある場合と無い場合のモード値の比較を行い、風荷重の増加量の期待値を求めた。本節の図では増加量の把握が行いやすいように、モード値の絶対値の差を示してある。

ここで示したような風荷重の増分を加味することによって、屋上付帯物の無い直方体形状の建物と同程度の安全性を屋根外装材に担保することができる。

(a) 屋上塔屋がある場合

第2章に示した実験結果のうち、塔屋の大きさの最も大きいものと最も幅の狭いものを比較したものを図 4.18 に示す。ここでは平均化時間を 0.5 秒とし、全風向中で絶対値が最大となった場合を示す。また、(b)に関しては 0~180 度分までしかデータが無いため右半分については考察に含めていない。なお、普通の屋根面の風圧係数分布とは異なり、正の値が荷重の増加を、負の値が荷重の低減を表す。

塔屋がある場合には、一般的に負圧が強くなることの無い周縁部分と塔屋付近で負圧が強くなることはすでに述べたが、ここで示したようにその増加分は風圧係数で最大 2.4 程度となることが分かる。また一般部（屋根中央部分）において塔屋によって負圧が強くなる際には 1.4 程度大きくなる。それ以外の一般部全面において、わずかではあるが荷重が増加する傾向がある。逆に、隅角部付近ではいずれのケースにおいても負圧が低減される傾向が見られた。

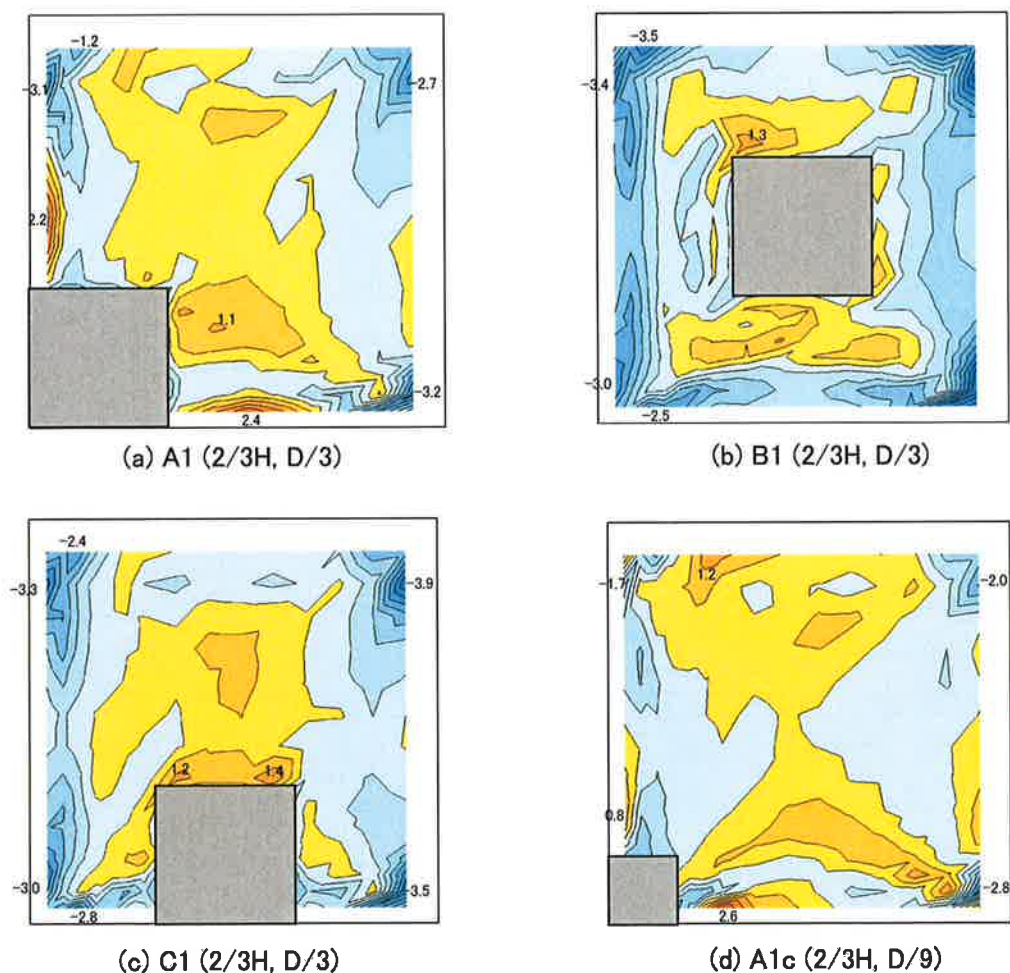


図 4.18 負側のモード値の絶対値の差（屋上塔屋がある場合、平均化時間 0.5 秒）

塔屋がある場合の特徴として屋根面に正の荷重（押す方向）が作用することが挙げられる。そこで正側の極値分布のモード値についても比較を行った。基本的には図 2.20 に示した最大ピーク風圧係数の分布と同じ傾向であるが、塔屋の無い場合においても、正の最大値が 0 とは限らないため、値そのものは最大ピーク風圧係数よりも小さい。

(b) 軒の出がある場合

塔屋がある場合と同様に、40mm の軒の出がある場合についても平均化時間を 0.5 秒としてモード値の差を求めた。その結果を図 4.20 に示す。

軒の出が屋根面の荷重に影響を与えないという点においては、図 4.20 も同様であるが、わずかに左下の隅角部を中心にモード値が小さくなっている傾向が見られた。またその外側の領域で逆にモード値が大きくなっていることから、第2章で述べた円錐渦の発生位置が軒側に拠るといふ現象が見られていると考えられる。

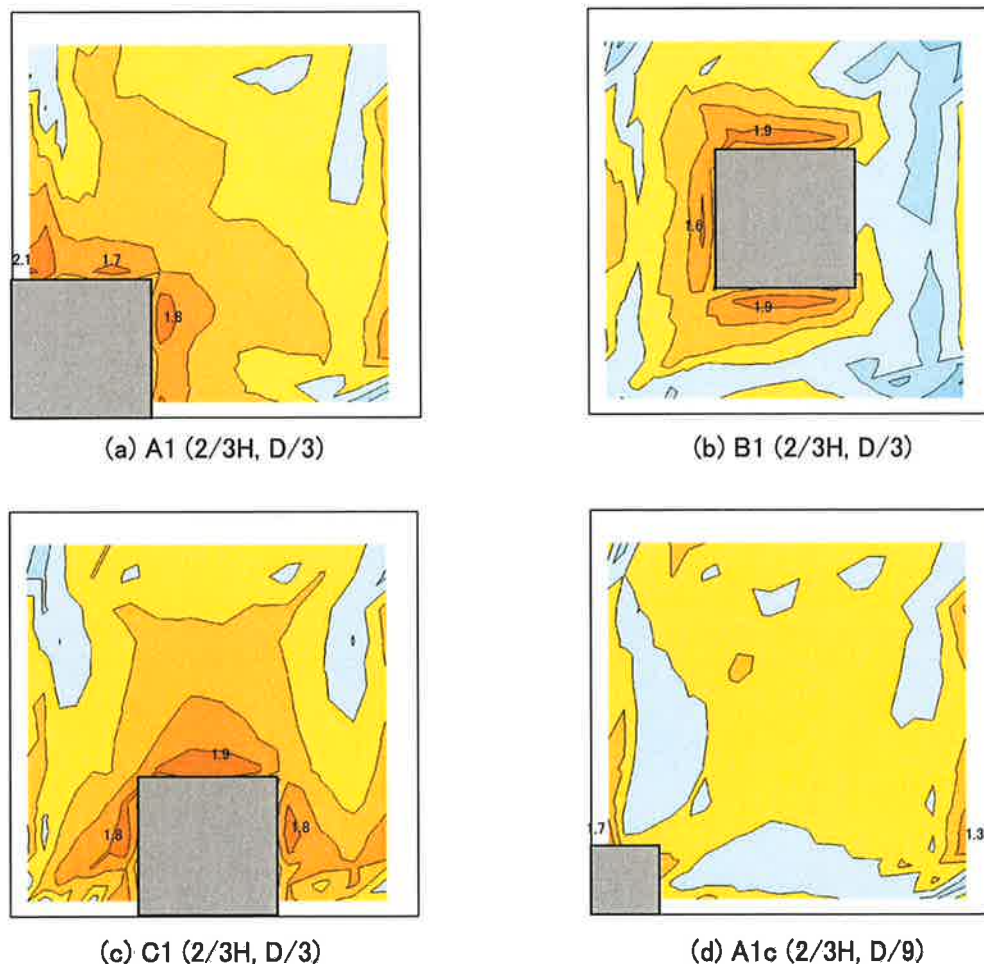


図 4.19 正側のモード値の絶対値の差（屋上塔屋がある場合、平均化時間 0.5 秒）

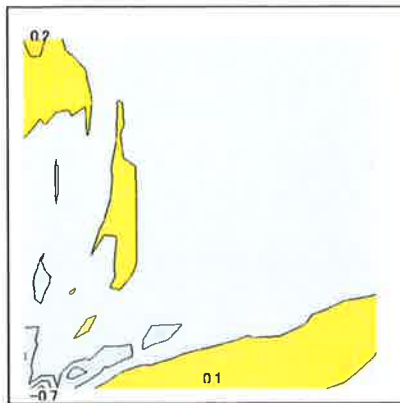
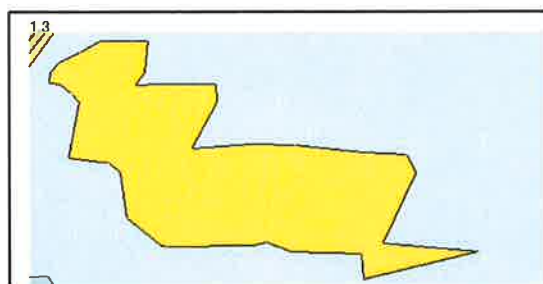
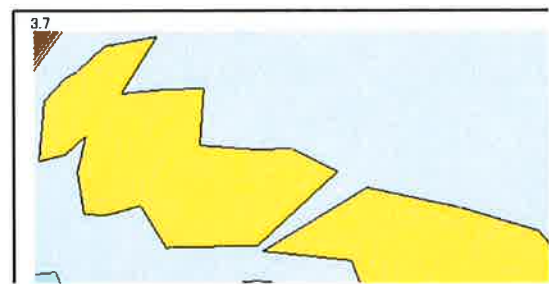


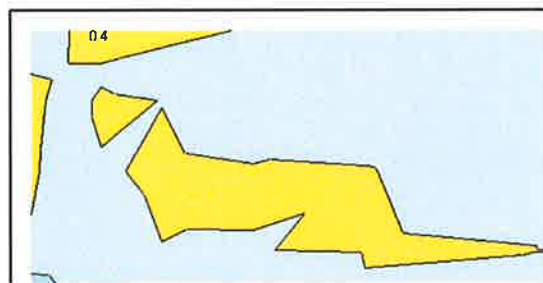
図 4.20 モード値の絶対値の差（軒の出 40mm がある場合、平均化時間 0.5 秒）



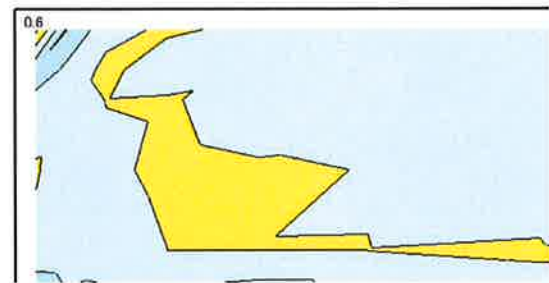
(a) $H_p=0.3\text{m}$, $t=0.1\text{m}$



(b) $H_p=1\text{m}$, $t=0.1\text{m}$



(c) $H_p=0.3\text{m}$, $t=0.6\text{m}$



(d) $H_p=1\text{m}$, $t=0.6\text{m}$

図 4.21 モード値の絶対値の差（パラペットがある場合、平均化時間 0.5 秒）

(c) パラペットがある場合

パラペットがある場合についても、同様の考察を行う。平均化時間はこれまでと同じ 0.5 秒である。パラペットの厚みが薄い場合（図 4.21(a),(b)）では最も隅角部に近い測定点において非常に大きな圧力の増分が見られる。この圧力の増分、すなわち標準偏差が大きくなった理由については、今回の実験結果のみで正確に推測することは難しい。

しかしパラペットが厚く、高さが低い場合（図 4.21(c)）では隅角部から少し離れた軒部分の圧力の増分が大きくなった。図 2.25 に示した POD 解析によって得られた圧力変動の 1 次の固有モードで見られたように、この場合には円錐渦の影響が他のケースよりも強く出ており、そのためこの部分の標準偏差が大きくなったと考えられる。

4.3.2 開口が発生した場合の屋根面の荷重

第3章において、開口が発生した際の屋根面の荷重の増加について検討を行った。本節では、野外実験で得られた風圧係数の時系列波形を用いてこれまでと同様の確率的な評価を試みる。そして、開口発生による室内圧の変動が屋根面の荷重にどのような影響を及ぼすかについて考察を行う。

対象とする実験データは図 3.9 に示した case1 の時系列波形である。ここでは開口に最も近い室内側の測定点と、それに対応する屋根面の測定点の 2 つのデータを用いる。外圧（屋根面の測定点）と内圧（室内の測定点）の時系列波形を図 4.22 に示す。なお、図に示した約 40 秒間の風速の平均値 7.9m/s を用いて係数化した。また、図 3.9 では開口発生時の時間を 0 秒として表示したが、ここでは単純に計測開始時を 0 秒として示している。開口が発生し、内圧変動が大きくなったのは 14 秒付近であり、これより前の時間を「開口発生前」その後を「開口発生後」とする。

この 40 秒間の外圧の頻度分布を図 4.23 に示す。図 4.3 に示した風洞実験に得られた分布に比べると負側の傾きが大きく、なだらかな分布になっている。このような外圧の時系列波形に 0.5 秒相当の移動平均をかけ \mathbf{X} をとりだし、自己相関関数をもとにした共分散行列 \mathbf{C} を用いて、互いに無相関な変数 \mathbf{Z} に変換を行った。 \mathbf{Z} の分布を図 4.24 に示す。これまでと同様に \mathbf{Z} の分布は対称な形状であり正規分布に近いと考えられる。そこで前節 4.2 で提案した方法を用い \mathbf{X} の最大値（最小値）の分布の予測を行った。

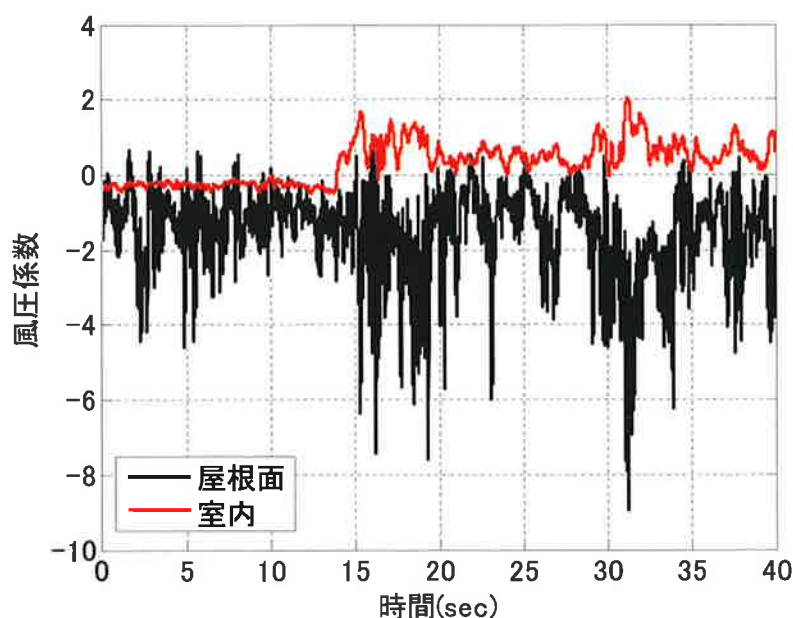


図 4.22 屋根面と室内の測定点の風圧係数の時系列波形

モンテカルロ法によって求めた \mathbf{X} の最小値の分布と、実験データから得た \mathbf{X} の分布の関係を図 4.25 に示す。風洞実験の場合（図 4.8）と同様、 \mathbf{X} の最小値の分布と \mathbf{X} の分布が極値分布と母集団分布の関係のように得られた。

また図 4.23 の \mathbf{X} の分布と \mathbf{Z} から変換して求めた \mathbf{X} の分布の比較を図 4.26 に示す。元の \mathbf{X} の分布の負側の勾配が非常に緩やかなため、 \mathbf{Z} から求めた \mathbf{X} の分布では負側の絶対値の大きい範囲では比較的あっているものの、平均値付近では大きく異なる結果となった。最大値の分布を評価する際には、平均値付近よりも裾野の部分の形状が大きく影響することから、この方法によって \mathbf{X} の最小値の分布が評価できていると考えられる。

一般的に最大値の評価が難しいとされる野外実験の結果においても、風洞実験と同様の手法によって最大値の評価が可能であることは今回提案した手法の一つの大きな特徴である。仮に平均値付近であまり分布形状があってなかったとしても、裾野の部分であっていることが多く、そのとき最大値の分布形状に大きな違いが生じないからである。その様子は図 4.12 などでも確認された。

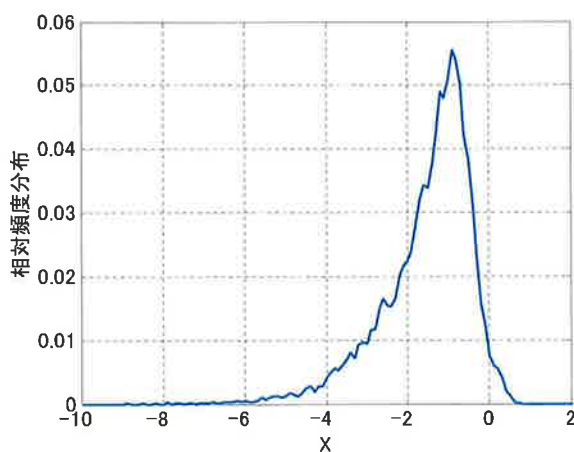


図 4.23 外圧の波形から取り出した \mathbf{X} の分布

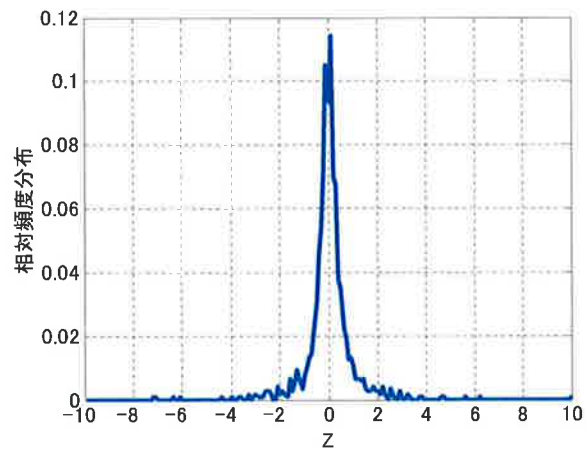


図 4.24 外圧の波形を変換して得た \mathbf{Z} の分布

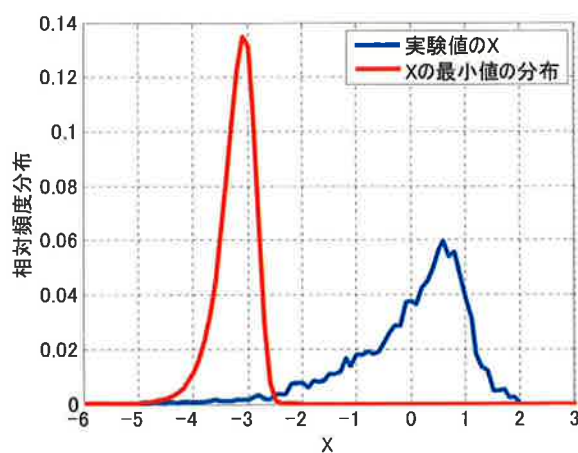


図 4.25 \mathbf{X} の分布と \mathbf{X} の最小値の分布

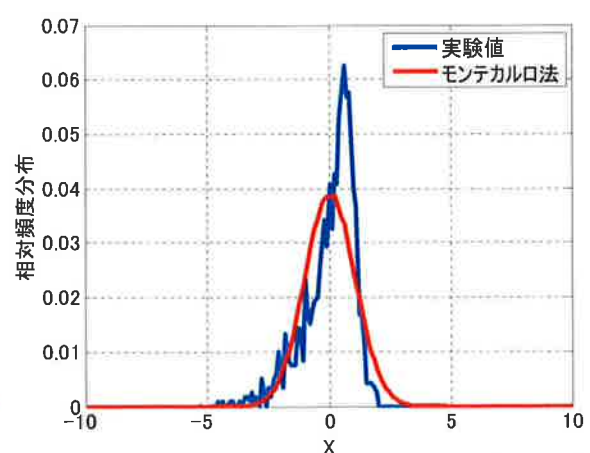


図 4.26 実験値と \mathbf{Z} から求めた \mathbf{X} の分布の比較

本章で提案した手法によってこの非定常性の強い実験データにおいても X の最小値の分布が評価できることが確認されたので、実際に室内圧の変動の評価を行う。屋根部材に作用する風荷重は、時々刻々の室内圧と外圧の差圧で決定されることから、ここでも外圧の時系列波形から各時刻での室内圧を差し引き、風力係数の時系列波形を求めた。

図 4.22 に示したように、室内圧の変動は開口発生時を境に大きく変わることから、開口発生前と、発生後に分けて X の頻度分布を書くとき図 4.27(a) のようになる。開口発生後では元の外圧の頻度分布よりもさらに負側の勾配が緩やかになり、強い負圧が作用する可能性が高くなっている。逆に、開口発生前では室内圧が平均的に負圧となっているため、ばらつきが小さくなっている。このような分布に対しそれぞれの最大値の超過確率を求めたものが図 4.27(b) である。開口発生に伴い風力係数の絶対値最大値の期待値は大きく変化する。室内圧の影響を考慮しない場合と比較したときでもその差は大きく、開口が発生するときわめて危険な状況になることが改めて確認された。

今回提案した手法において、もう一つの利点として実験データの数が少なくても最大値の形状が予測できるという点が挙げられる。図 4.27(a) に示した開口発生前の頻度分布などでは、1 回の測定データをさらに分割して用いていることからデータ数はあまり多くない。この場合では 5,000 個であった。しかし、そのデータ数によって標準偏差さえ評価できるならば最大値の分布を適切に求めることができる。幸い、最大値を直接評価することに比べると、標準偏差のばらつきは比較的小さく、アンサンブル平均によって容易に真の値に近づくと考えられる。どの程度のデータ数があれば適切に標準偏差が評価できるのかという問題はあるが、最大値そのものに比べて扱いやすい、という意味において今回の提案手法による評価は安定した答えを導くことができると考えられる。

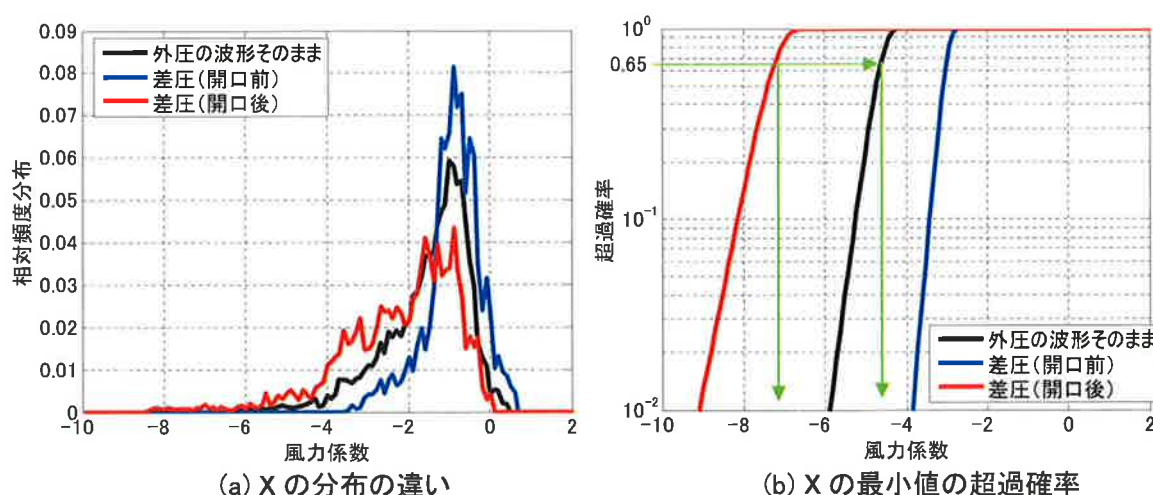


図 4.27 開口発生前後による風力係数の違い

第3章において、室内圧のオーバーシュート率と平均内圧係数を元に、開口発生時の内圧係数として 1.0 を用いることを提案した。その提案値の妥当性を改めて評価する。内圧係数を考慮することによって、外圧係数の分布は図 4.28(a)に示したように、同じ形状のまま負側に移動する。その結果、最頻値や平均値付近での分布形状は異なるが、ある程度大きい風力係数の範囲ではその出現頻度はほぼ一致し、開口が発生した際の絶対値最大の風力係数を網羅しているように見える。しかし、最小値の分布で比較すると (図 4.28(b))、その分布は大きく異なっている。

図 4.27(b)に示した超過確率で比較すると開口発生後の X のモード値は -7.1 であり、外圧の波形そのままのモード値が -4.6 であったことから、開口が発生した場合でも開口が発生していないときと同じ安全性を持つような設計用風荷重を決定するなら内圧係数を 2.5 としなければならない。

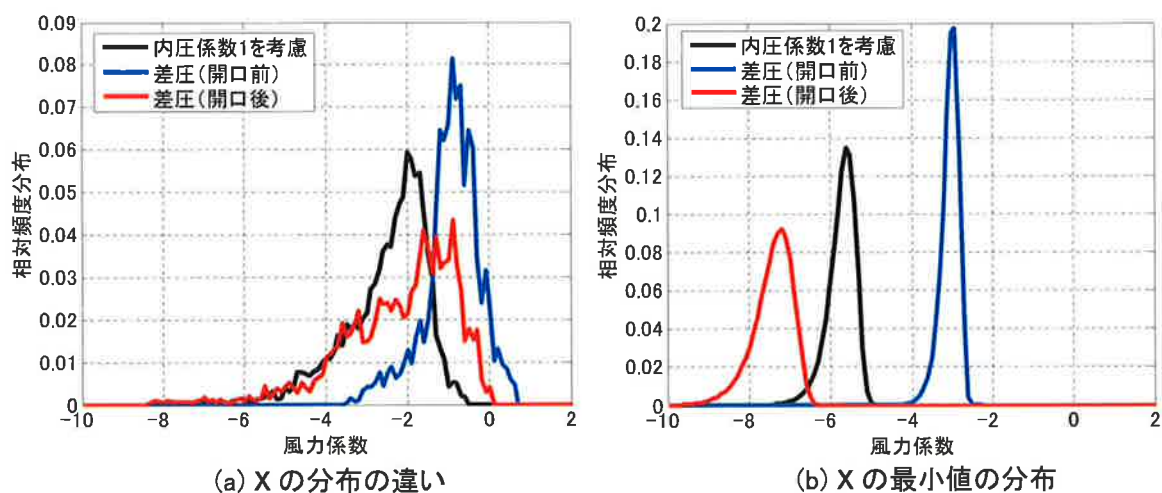


図 4.28 室内圧の変動として内圧係数 1.0 を考慮した場合

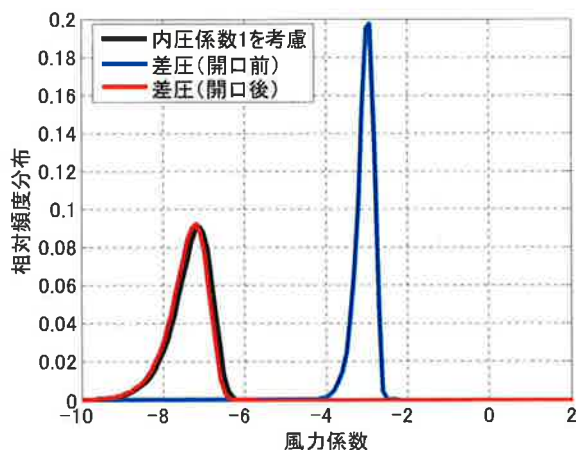


図 4.29 室内圧の変動として内圧係数 1.0 を考慮し、開口発生後の標準偏差を用いた場合

図 4.27 および図 4.28 に示した X の分布において、開口発生後の平均値は -2.7 、標準偏差は 1.5 、一方の外圧そのものの平均値は -1.5 （内圧として 1.0 を考慮するなら -2.5 ）、標準偏差は 1.0 であった。すなわちこれら二つの最小値の分布が大きく異なった原因はそれぞれの標準偏差が原因であったと考えられる。内圧として 1.0 を考慮し、開口発生後の標準偏差を用いて最小値の分布を求めた結果を図 4.29 に示す。式(4.10)に示したように、最小値の分布は標準偏差に大きく依存するので、当然ながらこの場合では開口発生後の最小値の分布とよく一致している。

第3章では内圧の変動のみからそのピーク値を評価し、適切であると思われる提案を行った。しかしその方法では、ここで示したような外圧との差圧として風力の時系列波形とした場合での、風力の標準偏差が元の外圧の時系列波形の標準偏差よりも大きくなる状況を評価することができない。これは外圧あるいは内圧の時系列波形のみを用いた評価方法では、実際に生じる風荷重を過小評価していることを意味し、外装材設計用風荷重を決める際に、その表裏両方の面に作用する圧力から風力を求めることの重要性を示している。

4. 4 まとめ

不規則な変動を示す風荷重の時系列波形の中で、ピーク値として得るべき値をどのように評価するかは非常に重要な問題である。これまでに提案された多くの手法では、極めて多い実験回数を元にピーク値の分布の推定を行ってきた。本章では、移動平均で得られる値が平均化時間の中での代表値（平均値）となることに着目し、それら代表値に対し自己相関関数を用いた理想的な共分散行列を持って、互いに無相関な媒介変数へと変換することを試みた。互いに無相関な媒介変数をモンテカルロ法によって乱数から求め、元の時系列波形のピーク値の分布を推定する手法を提案した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 自己相関関数を元に作った理想的な共分散行列を用いて、媒介変数への線形変換を行うと、その媒介変数は正規分布に近い形状となる。そのためモンテカルロ法により乱数から繰り返し発生させる過程がきわめて容易となる。
- 2) decay factor をパラメータとした指数関数によって自己相関関数を近似すると、元の時系列波形の極値分布は、時系列波形の標準偏差と平均化時間、decay factor を用いて近似することができる。
- 3) ピーク値の分布の推定を行うには、元の母集団となる分布に対し裾野の部分でのみある程度一致すれば良いため、非定常な現象となり厳密に近似することが難しい野外実験の結果を整理する際にも有効となる。また、元となる時系列波形の標準偏差さえ評価できれば、データ数そのものの数が多くある必要は無い。
- 4) ピーク値の期待値を比較することにより、荷重の増分の期待値が評価できる。屋上塔屋がある場合では、隅角部の荷重は塔屋が無い場合よりも風圧係数で最大約 3.9 小さく

なっており、逆に周縁部分では風圧係数で 2.6、一般部分では 1.4 増加することを示した。軒の出がある場合には、屋根面の荷重が増える部分と減る部分があり結果として最大の荷重値が変わらない。また、パラペットがある場合には隅角部の最も端部の負圧が特に強くなる。

- 5) 開口発生による室内圧の変動の影響を表す値として、第3章で提案した 1.0 では、頻度分布で見るとほぼ開口発生時の風力係数の絶対値の大きい範囲を網羅できているが、最大値の期待値としては過小評価であり、開口が発生しても発生していないときと同じ安全性を確保するためには内圧係数を 2.5 とする必要がある。
- 6) 風力の時系列波形での標準偏差が、元の外圧の標準偏差よりも大きくなることもある。そのため外圧または内圧の時系列波形のみを用いて求めた風荷重は、実際には過小評価となっている可能性がある。

参考文献

- 1) M. Kasperski: Specification of the design wind load based on wind tunnel experiments, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 91, 2003, pp.527-541
- 2) F. Sadek, E. Simiu: Peak non-gaussian wind effects for database-assisted low-rise building design, J. of Eng. Mechanics, 2002, pp.530-539
- 3) H.W. Tieleman, Z. Ge, M.R. Hajj: Theoretically estimated peak wind loads, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 95, 2007, pp.113-132
- 4) J.A. Peterka, J.E. Cermak: Wind pressures on buildings-probability densities, J. of the structural division, 1975, pp.1255-1267
- 5) A.H. Ang, W.H. Tang, (伊藤学、亀田弘行、黒田勝彦、藤野陽三 共訳) : Probability concepts in Engineering planning and design –Decision, risk, and reliability (土木・建築のための確率・統計の応用) , 丸善株式会社, 1988
- 6) N.J. Cook, J.R. Mayne: A refined working approach to the assessment of wind loads for equivalent static design, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 6, 1980, pp.125-137
- 7) J.A. Peterka: Selection of local peak pressure coefficients for wind tunnel studies of buildings, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 13, 1983, pp.477-488
- 8) J.D. Holmes, L.S. Cochran: Probability distributions of extreme pressure coefficients, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 91, 2003, pp.893-901
- 9) J.D. Holmes, W.W. Moriarty: Application of the generalized Pareto distribution to extreme value analysis in wind engineering, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics 83,1999, pp.1-10
- 10) 浅見豊、森川泰成: 最大値の統計的予測に関する研究－風圧波形への適用－、第九回風工学シンポジウム, 1986, pp.301-306
- 11) 津田孝夫: モンテカルロ法とシミュレーション 電子計算機の確率論的応用, 培風館, 2002
- 12) Y. K. Lin, 森大吉郎, 富田文治, 小林繁夫, 佐藤寿芳, 小林暁峰: 構造動力学の確率論的手法, 培風館, 1972
- 13) 平成 12 年建設省告示第 1458 号, 2001

第5章 結論

本研究では、建築物の屋根外装材を対象に、現在の建築基準法、あるいは建築物荷重指針などに示されている設計用風荷重の評価方法について問題点を指摘し、より合理的な屋根外装材設計用風荷重の評価方法を提案することを目的とした。そこでまず、風洞実験により屋上付帯物が屋根面の風荷重にどのような影響を与えるかについて検討した。次に、風洞実験では評価することが難しい壁面に開口が発生した際の室内圧の変動について、自然風中での野外実験によって調べた。これらの実験結果をもとに屋根面に作用する風荷重の変動を確率的に評価し、最大値の超過確率による風荷重評価の方法を提案した。以下に得られた知見を示す。

第2章では、風圧実験で得られた風圧係数に対する荷重効果について TVL 法により求めた平均化時間による移動平均と、幾何的な面平均値の比較を行い両者のピーク値の比較を行った。屋根面においては壁面に比べて周囲の測定点との圧力変動の相関が低いため、TVL 法で求められる限界周期の $1/2$ を平均化時間としなければならないことを示した。

荷重効果についての考察に基づき、塔屋、軒、パラペットといった屋上付帯物を有する陸屋根形状の模型を用いて風洞実験を行い、それらが屋根面に作用する風荷重にどのような影響を与えるかについて調べた。屋上塔屋がある場合には、陸屋根の屋根面においても比較的強い正圧が生じることを示した。また屋根面に作用する負圧は塔屋の大きさに寄らず、塔屋の配置によって決まり、隅角部以外の周縁部分や塔屋近傍において強い負圧が生じることを示した。

軒の出は、屋根面の円錐渦の発生位置に影響を与えるが、屋根面に作用する風荷重には影響を与えないことを示した。

パラペットについては、建物断面形状が長方形の場合にはパラペットの高さに寄らず屋根面の風荷重の低減効果が見られない可能性があることを示した。パラペットによる荷重の低減は、屋根面の圧力変動のモード形状に依存しており、正方形断面の建物やパラペットの厚みが厚い場合には圧力変動において左右逆対称モードが卓越するため、低減効果が見られると考えられる。

第3章では風上壁面に瞬間的に開口が発生した場合の内圧変動について野外実験を行った。実験結果に基づき Holmes の示した Helmholtz 共振から得られた理論式のパラメータの

推定を試みた。その結果、開口が発生する際の開口面積の広がりを経験の関数として扱うことで、より実験結果に近い内圧変動を予測できる。また、Vickery による開口部分の空気塊の有効長さについて、閉鎖空間に空気塊が流入する際には、自由空間に流出する場合に比べて短くする必要がある。

理論式に基づく検討により開口発生時の内圧変動のオーバーシュート率を一意に予測できる無次元量を提案した。それを用いると、内圧のオーバーシュートは、開口面積、室内容積、接近流の風速の影響が大きい。なかでも接近流の風速は、風速が低いほどオーバーシュート率が高くなるため、設計風速よりも低い風速で設計荷重を上回る可能性がある。その点を踏まえて、風上壁面に開口が発生した際のピーク内圧係数として、平均外圧係数とオーバーシュート率の積である 1.0 を用いることを提案した。これによって開口発生時の内圧のオーバーシュートから定常状態になった後の外圧変動に追従した内圧変動まで網羅することができる。

外装材の設計を行う際には、飛散物による被害について対策を講じる必要がある。最も有効なのは、飛散物の衝突によっても開口が発生しないことであるが実際にはそのような設計を行うことは難しい。多くの外装材では、一箇所でも破損箇所があると連鎖的に被害が拡大する傾向がある。そのような被害拡大を防ぐためにも、ここで示したような内圧の変動にともなう荷重の増分を考えることが重要である。

第4章では、移動平均で得られる値が平均化時間の中での代表値（平均値）となることに着目し、それら代表値に対し自己相関関数を用いた理想的な共分散行列を用いて、互いに無相関な媒介変数へと変換することを試みた。互いに無相関な媒介変数をモンテカルロ法によって乱数から求め、元の時系列波形のピーク値とその分布を推定する手法を提案した。この手法により、野外実験データのように非定常性の強い時系列波形の場合でもピーク値の分布を予測できることを示した。また、元となる時系列波形の標準偏差さえ正しく評価できれば時系列波形のデータ数そのものが少なくてもピーク値を予測することができる。

元となる時系列波形の統計量が異なっているにもかかわらず、ピーク値の期待値の超過確率は一定であることに着目し、確率的に等価な期待値の差によって、荷重の増分の期待値を求めることを検討した。第2章の実験結果を元に、荷重が増加する部分とその増加量の期待値を示し、第2章で示した荷重の増減の傾向に対する具体的な値を示した。例えば屋上塔屋がある場合では特に荷重の増減が大きく、隅角部では風圧係数が最大約 3.9 小さくなっており、逆に周縁部分では風圧係数で 2.6、一般部分では 1.4 増加することを示した。また、第3章の野外実験結果を元に、開口発生時の室内圧の変動が屋根面の荷重の超過確率にどのような影響を与えるかについて示した。その結果、開口が発生しても開口が無い場合と同じ安全性を持つためには内圧係数として 2.5 を用いる必要があることを示した。これは風力の時系列波形の標準偏差が、元の外圧の標準偏差よりも大きくなるためであり、外圧または内圧の時系列波形だけに基づく風荷重の評価では、過小評価となっている可能性を示した。

以上が本研究で得られた結論である。本研究では、屋根外装材を対象に屋上付帯物によって荷重が増加あるいは低減する状況とその原因について考察を行った。また非定常な内圧変動について評価する方法について提案し、外装材に作用する外圧と内圧の両方からそこに作用する風荷重に関する検討を行った。さらに、不規則な荷重の変動に対し確率的にピーク値を評価する方法を提案し、合理的な設計を可能とした。得られた成果は、陸屋根に関してのみ検討を行っているが、他の屋根形状においてもスパイク状の鋭いピークが観察され、周囲の測定点および自分自身との相関が低ければ十分適用は可能であると考えられる。

最終的に実現したい目標は屋根外装材の強風による被害の低減である。本研究においては、風外力の評価についてのみ検討を行った。しかし、物が壊れる現象は外力と耐力の大小関係が逆転した際に生じる。その点において外力の評価のみに終始するだけでは十分ではないかもしれないが、現時点で一般的に用いられている外力評価にはまだ検討すべき点がある。以下に今後の課題について述べる。

（荷重の面積効果について）

本研究では、正方形の面を想定し検討を行った。しかし、折板屋根など正方形とは明らかに異なる形状の外装材は少なくない。こうした形状の違いについて、既往の研究では影響が無いとしているがまだ十分に確認がとれているわけではない。第4章に示したように、平均化時間による最大荷重の超過確率の違いが大きいことを考えると、面積効果については更なる検討が必要である。

（内圧の評価について）

外装材の被害の特徴として、1箇所被害が生じた場合に連鎖的に被害が拡大することが挙げられる。その理由の一つは、雨仕舞いの都合上、部材の一部を重ねて施工することにある。もう一つの理由は、被害が生じた箇所から外装材の裏面に風荷重が作用することである。このような裏面の空間は室内に相当しないため、十分に検討されていることはまず無い。被害の拡大防止というスタンスで考えるならば、この裏面に作用する風荷重、および表面の圧力との差圧による評価が重要であると考えられる。

本研究に関する発表論文

- 1) 第2章 染川大輔, 川口彰久: パラペットの厚みが陸屋根のピーク風圧係数に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.147-148, 2006.9
- 2) 第2章 染川大輔, 川口彰久, 谷口徹郎, 谷池義人, 西村宏昭: 軒の出が屋根面の円錐渦に与える影響, 第56回理論応用力学講演会, pp.89-90, 2007.3
- 3) 第2章 染川大輔, 西村宏昭, 谷口徹郎, 谷池義人: 屋上塔屋が屋根の風圧に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp.221-222, 2008.9
- 4) 第2章 染川大輔, 浅見理英, 高森浩治, 西村宏昭: ペントハウスのある陸屋根の設計用ピーク風圧係数, G B R C, pp.24-30, 2008.10
- 5) 第2,4章 染川大輔, 西村宏昭, 谷口徹郎, 谷池義人: 屋根面に作用するピーク風圧係数の評価に関する考察ー塔屋のある低層陸屋根の風圧係数ー, 第20回風工学シンポジウム論文集, pp.415-420, 2008.12
- 6) 第3章 染川大輔, 川口彰久, 谷口徹郎, 谷池義人: 開口を有する立方体建物の内圧変動に関する研究, 日本風工学会年次研究発表会梗概集, pp.215-216, 2007.4
- 7) 第3章 染川大輔, 川口彰久, 谷口徹郎, 谷池義人: 開口発生時間と内圧変動特性に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.135-136, 2007.8
- 8) 第3章 染川大輔, 川口彰久, 谷口徹郎, 谷池義人: 内圧のオーバーシュートを考慮した外装材設計用風荷重, 日本建築学会構造系論文集 第73巻 第628号, pp.867-873, 2008.6
- 9) 第4章 染川大輔, 川口彰久, 谷口徹郎, 谷池義人: 陸屋根に作用する風荷重の確率論的評価手法, 第19回風工学シンポジウム論文集, pp.349-354, 2006.12
- 10) 第4章 片岡浩人, 染川大輔, 小泉達也, 後藤暁, 川口彰久, 亀井功: 陸屋根の耐風性能に関する確率論的評価, 大林組技術研究所所報 No.71, pp.15-21, 2007.12
- 11) 第4章 Daisuke Somekawa, Akihisa Kawaguchi, Tetsuro Taniguchi, Yoshihito Taniike: Probabilities of Exceedance of Wind Loads on Buildings with a Wall Opening, Proceedings of 12th International Conference on Wind Engineering, pp.1679-1686, 2007.7

謝辞

本論文は、筆者が2004年の台風被害に直面して以来、約4年にわたり取り組んできた研究成果をまとめたものです。本論文をまとめるにいたるまでには多くの方々からのご指導、ご協力、ご支援をいただきました。ここにお名前を記し、謝辞を述べさせていただきます。

大阪市立大学大学院工学研究科谷池義人教授には、本論文をまとめる貴重な機会をいただき、終始一貫してご指導、ご教授を賜りました。筆者が風工学に興味を持ち、この道に進もうと志したのも大阪市立大学在学中に谷池教授の風工学の講義を受けたからであり、その後大林組に入社するまでに受けた風洞実験をはじめ風工学全般にわたる講義内容が今日の筆者の礎になっています。また、大林組に入社後も幾度となく論文を見ていただき、本論文としてまとめることができましたのは、谷池教授のご指導の賜物です。ここに深く感謝いたします。

大阪市立大学大学院工学研究科谷口徹郎准教授には、大阪市立大学在学中から今日に至るまで、様々な解析手法についてご指導いただきました。数学や物理に関する知識や理解の浅い筆者の感覚的な判断に拠る考察に対し、数式による説明をしていただいたことが、現象の理解を助け、さらなる展開の糸口となったことが幾度となくありました。こうした谷口准教授のご助言やご意見によって、研究内容がより深いものとなったことはいふまでもありません。ここに深く感謝いたします。

大阪市立大学大学院工学研究科木内龍彦講師、中井重行さん、(株)長谷工コーポレーションの岡崎充隆さん、(株)浅沼組の山内豊英さんをはじめ、大阪市立大学大学院工学研究科建築防災研究室の皆様には、舞洲での実測の準備から計測までだけでなく、様々な面でお世話になりました。ここに深く感謝いたします。

(株)大林組技術研究所の川口彰久上席研究員、片岡浩人主任研究員には、研究の動機となった被害調査だけでなく、大阪市立大学大学院への進学、(財)日本建築総合試験所への出向と本論文のきっかけからまとめる道のりまで、様々な面で配慮していただきました。こうした筆者のわがままを許してもらえたからこそ本論文を書き上げることができました。また環境技術研究部の皆様には、日ごろから筆者の些細な疑問や答えていただき、筆者の思い付きにも似た考察に付き合ってくださいました。ここに深く感謝いたします。

(財)日本建築総合試験所の西村宏昭室長には、出向中の2年間に渡り、論理的な思考展開

に弱い筆者に、順序立てて物事を考える術をご指導いただきました。風荷重を考えるためには、それを受ける実際の部材のことを考えなければいけない、というシンプルながら非常に重要な事実気づけたのも出向中に様々な試験に立ち合う機会をいただけたからです。また、学会活動や諸先生方との交流を通じて情報交換やご意見をいただく場を提供していただきました。ここに深く感謝いたします。

東北大学大学院工学研究科の植松康教授には、荷重の面積効果についてご教授いただきました。植松教授との議論があったからこそ、時間平均が必ずしも正しいものではないという本論文の研究テーマのひとつの柱が生まれました。東京工芸大学大学院工学研究科の松井正宏准教授には、室内圧に関する数値解析において貴重な資料をいただくとともに数々の有益なご助言をいただきました。京都大学防災研究所の河井宏允教授には、最大値の確率論的な評価に関して非常に重要なご教示をいただきました。河井教授の厳しいご指摘とご支援があったからこそ、難解な確率論に対して正面から向き合うことができました。ここに深く感謝いたします。

東京の会社に勤めながら大阪の大学に通うにあたり、実家をホテルのように活用していた筆者に対し、筆者と妻の両親は絶えず支援してくれました。こうした家族の支援がなければ大学に通うこともままなりませんでした。心より感謝いたします。

最後に、本論文をまとめるにあたり子育てから生活まで全面的に面倒見てくれた妻と少なからずさびしい思いをさせた長男に深く感謝いたします。

平成 20 年 12 月 染川 大輔